



TITLE:

水平力を受ける群杭の挙動に関する基礎的研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

木村, 亮

CITATION:

木村, 亮. 水平力を受ける群杭の挙動に関する基礎的研究. 京都大学, 1993, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1993-11-24

URL:

<https://doi.org/10.11501/3073227>

RIGHT:

新 制
工
935
京大附図

水平力を受ける群杭の挙動に関する 基 礎 的 研 究

平成 5 年 6 月

木 村 亮

水平力を受ける群杭の挙動に関する
基 礎 的 研 究

平 成 5 年 6 月

木 村 亮

目次

第1章 序論	1
第1節 研究の背景	1
第2節 研究の目的と構成	4
参考文献（第1章）	7
第2章 杭配置・杭本数・杭中心間隔・杭剛性を変化させた水平力を受ける群杭の模型実験と擬似3次元弾性有限要素解析	9
第1節 序論	9
第2節 中型模型実験による群杭効率と荷重分担率の考察	10
2.1 中型模型実験の概要	10
2.1.1 実験装置	10
2.1.2 模型地盤と杭配列	11
2.1.3 荷重載荷と測定方法	12
2.2 実験結果および考察	13
2.2.1 Randolph解法（PIGLET）の要約	13
2.2.2 荷重～変位関係と群杭効率の定義	15
2.2.3 PIGLETに用いる地盤定数	17
2.2.4 各種パラメータが群杭効率に与える影響	19
2.2.5 荷重分担率	25
第3節 杭の水平抵抗に関する擬似3次元弾性有限要素法の開発	26
3.1 擬似3次元弾性有限要素法（GPILE）の概要	26
3.1.1 擬似3次元有限要素モデル	26
3.1.2 解析モデル	29
3.1.3 地盤定数の決定	30
3.2 中型模型実験結果とGPILEの比較	32
3.2.1 杭の変位分布と群杭効率	32
3.2.2 荷重分担率	34

3. 3	解析モデルの拡張	36
3. 3. 1	杭背面地盤の引張り領域	36
3. 3. 2	No-tension 解析による非線形挙動	37
第4節	結論	39
	参考文献 (第2章)	41
第3章	大型土槽を用いたボックス配列群杭の模型実験と PIGLETによるケーススタディー	43
第1節	序論	43
第2節	大型土槽を用いたボックス配列群杭の大型模型実験	44
2. 1	大型模型実験の概要	44
2. 1. 1	実験装置	44
2. 1. 2	実験の種類と手順	45
2. 1. 3	地盤作成方法と物性値	48
2. 2	実験結果および考察	51
2. 2. 1	群杭効率	51
2. 2. 2	荷重分担率	55
2. 2. 3	杭とフーチングの荷重分担率	56
2. 2. 4	モーメント分布	58
2. 2. 5	地盤反力分布	58
第3節	PIGLETを用いたケーススタディー	61
3. 1	ケーススタディーの方法	61
3. 2	ケーススタディーの結果と考察	62
第4節	結論	65
	参考文献 (第3章)	67
第4章	水平力を受ける2本群杭の相互作用に関する模型実験と 3次元弾塑性有限要素解析	69
第1節	序論	69
第2節	水平力を受ける2本群杭の相互作用に関する小型模型実験	70

2. 1	小型模型実験の概要	70
2. 1. 1	実験装置と模型地盤	70
2. 1. 2	実験の種類と荷重載荷	72
2. 2	実験結果および考察	74
2. 2. 1	単杭実験と地盤定数の推定	74
2. 2. 2	群杭実験 I	76
2. 2. 3	群杭実験 II	76
(1)	荷重～変位関係	76
(2)	影響係数	78
2. 2. 4	群杭実験 III	82
(1)	荷重～変位関係, 荷重分担率, モーメント分布	82
(2)	2本杭実験の影響係数を用いた3本杭実験の 杭頭変位の推定	84
第3節	水平力を受ける2本群杭の相互作用に関する遠心模型実験	86
3. 1	遠心模型実験の概要	86
3. 1. 1	杭の水平抵抗に関する遠心模型実験の実施例	87
3. 1. 2	遠心力載荷実験装置の概要 ²²⁾²³⁾	87
3. 1. 3	模型杭と実験土槽	88
3. 1. 4	模型地盤作成方法と物性値	90
3. 1. 5	杭配置と載荷方法	91
3. 2	遠心模型実験結果および考察	92
3. 2. 1	単杭の実験結果	92
3. 2. 2	群杭の荷重～変位関係とモーメント分布	94
3. 2. 3	地盤反力分布	98
3. 2. 4	群杭効率	100
3. 2. 5	影響係数	101
第4節	杭の水平抵抗に関する3次元有限要素法の開発	103
4. 1	3次元弾塑性有限要素法 (GPiLE-3D) の概要	103
4. 1. 1	3次元弾塑性有限要素モデル	103
4. 1. 2	解析対象と解析モデル	105

4. 2 小型模型実験結果とGPILE-3Dの比較	107
4. 2. 1 荷重～変位関係と杭周辺地盤の塑性領域	107
4. 2. 2 影響係数	110
第5節 結論	112
参考文献（第4章）	114
第5章 現場載荷試験への数値解析の適用	117
第1節 序論	117
第2節 単杭の水平載荷試験のPIGLETによる解析	117
2. 1 平均N値と地盤種別を用いた地盤定数の評価	117
2. 2 鋼管杭の水平載荷試験の評価	121
2. 3 場所打ちコンクリート杭の水平載荷試験の評価	124
第3節 現場載荷試験へのGPILE-3Dの適用と地盤定数を変化させた パラメトリックスタディー	127
3. 1 実大水平載荷試験と解析モデル	127
3. 2 解析結果および考察	130
3. 2. 1 荷重～変位関係	130
3. 2. 2 杭体の変形と周辺地盤の変形挙動	131
3. 3 地盤定数の分布形状が単杭の水平抵抗に与える影響	134
3. 3. 1 ケーススタディーの方法	134
3. 3. 2 ケーススタディーの結果および考察	136
(1) 荷重～変位関係とたわみ曲線	136
(2) 杭周辺地盤の応力径路と塑性領域	139
(3) 杭周辺地盤の変位	142
第4節 場所打ちコンクリート杭の大変形水平載荷試験と非線形解析	144
4. 1 大変形水平載荷試験の概要	145
4. 2 試験結果および考察	147
4. 2. 1 荷重～変位関係と群杭効率	147
4. 2. 2 杭体の変形性状	151
4. 2. 3 2本杭周辺地盤の変形状態	154

4. 3 非線形解析 (SNALP) と試験結果との比較	155
4. 3. 1 解析概要	156
4. 3. 2 単杭の解析	158
4. 3. 3 2本杭の解析	159
4. 3. 4 地盤をバイリニアモデルに改良した非線形解析	162
第5節 結論	167
参考文献 (第5章)	168
 第6章 砂質地山に打設された地すべり抑止杭の抑止機構に関する 模型実験と数値解析	 171
第1節 序論	171
第2節 地すべり抑止杭の研究の現状と問題点	173
2. 1 地すべり抑止杭の分類	173
2. 2 地すべり抑止杭の実験的研究	174
2. 3 地すべり抑止杭の設計手法と杭体に作用する土圧の算定法	174
第3節 降下床を用いた地すべり抑止杭の抑止機構に関する模型実験	176
3. 1 模型実験の概要	176
3. 1. 1 地すべり抑止杭のモデル化	176
3. 1. 2 実験装置	177
3. 1. 3 実験のパラメータ	179
3. 1. 4 実験手順	180
3. 2 実験結果および考察	181
3. 2. 1 並列群杭の荷重分担率	181
3. 2. 2 杭周辺地盤の移動状態とアーチ効果	181
3. 2. 3 円形杭の抑止機構	185
3. 2. 4 適正杭中心間隔の検討	188
3. 2. 5 千鳥杭の有効性	190
3. 2. 6 空気圧制御による載荷実験	196
第4節 模型実験の数値解析	199
4. 1 弾完全塑性有限要素法 (LACSAR) による模型実験の解析	199

4. 1. 1	弾完全塑性有限要素法と解析モデル	200
4. 1. 2	解析結果および考察	203
(1)	杭中心間隔と塑性領域に関する検討	203
(2)	杭前面のアーチ効果	206
(3)	杭前面のひずみと変位状態	209
4. 2	ジョイント要素を配置した弾性有限要素法 (ISRM) による 模型実験の解析	213
4. 2. 1	ジョイント要素を配置した弾性有限要素法と 解析モデル	213
4. 2. 2	解析結果および考察	215
第 5 節	結論	218
	参考文献 (第 6 章)	220
第 7 章	結論	223
	謝辞	227

第1章 序論

第1節 研究の背景

我国は、軟弱な沖積粘土が堆積する沖積平野に人口の大部分が集中しており、重要構造物と称されるものの多くは、杭基礎で支持されている。また世界でも有数の地震発生国であるために、設計に当たっては水平支持力の算定が重要となる。さらに杭基礎は、群杭として用いられるために、群杭の水平支持力の評価法を確立する必要がある。

一般に群杭の水平抵抗の問題は、単杭の水平抵抗の考え方を直接群杭に適用できないところに、問題の難しさがある。つまり単杭の水平抵抗は、杭と土との相互作用の問題として定義できるが、群杭の場合は、杭と土と杭の相互作用の問題として現象を考察しなければならない。

水平力を受ける群杭の問題は、その理論的研究が1930年前後から手掛けられたにもかかわらず、原型実験による検証の困難さや地盤の力学挙動の複雑さと相まって、いまだに古くて新しい課題といわれている。現在採用されている設計法を見ても、種々の条件下で群杭と土との相互作用を定量的に評価できるまでには至っておらず、道路関係の現行設計法¹⁾では、杭中心間隔が杭直径 d の2.5倍以上ならば、群杭は単杭の集合として取り扱えるとしている。

一方都市内の土木工事では、激しい用地の制限を受けて、限られた面積に所要本数の杭を打設せざるを得ないケースが増えてきている。そのため杭中心間隔が、 $2.5d$ を確保できない場合も出てくる。杭中心間隔が狭くなるほど、水平支持力の低減は顕著となるが、果して杭の水平抵抗に対する低減率をどのように評価すればよいのか不明である。

以上に述べたように、現時点では水平力を受ける群杭は、単杭の集合として取り扱われているのが現状である。そこで以下には、単杭の水平抵抗の考え方についてその概略を述べる。

杭頭に集中荷重が作用する場合の単杭の水平抵抗の問題は、以下の支配方程式で記述できる。

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right) + p d = 0 \quad (1-1)$$

ここに,

$E I$: 杭の曲げ剛性,

x : 杭軸に沿った座標,

y : x 軸に直交する方向の杭のたわみ,

p : 地盤反力,

である.

杭の水平支持力を理論的に求めようとする手法は, 式(1-1)が出発点となり, 地盤反力 p の取り方によって次のように分類される.

- a) 極限地盤反力法
- b) 弾性地盤反力法
- c) 弾塑性地盤反力法

a)の極限地盤反力法は, 地盤の極限状態における地盤反力の分布形状を仮定し, 杭に作用する水平力との釣合いから水平支持力を求めるもので, Bromsの方法²³⁾が有名である.

b)の弾性地盤反力法は, 地盤反力 p を一般に次式で表現する.

$$p = k x^m y^n \quad (1-2)$$

ここに k は水平地盤反力係数である. 上式の指数 m および n の組合せによって多くの提案がなされてきたが, $n=1$ とおく線形仮定では m の取り方いかんにかかわらず, 水平荷重～変位関係は直線となり, 実状と合わない. しかし取り扱いの簡便さから $m=0$ かつ杭長無限大としたいいわゆる林-Chang式が実用解として多用されている. $n \neq 1$ とする非線形仮定によってより実験結果に近い解が得られるが, 我国では久保らのいわゆる港研方式⁴⁾⁵⁾⁶⁾が有名で, 模型杭と実大杭との相似法則を利用した計算法⁷⁾を提案している.

土質試験結果から任意の深さにおける地盤反力～変位関係 ($p-y$ 曲線と呼ぶ) を推定し, これを用いて式(1-1)を数値的に解こうとする $p-y$ 曲線法は, 弾性地盤反力法の範疇に入る. $p-y$ 曲線法としては, 軟らかい粘性土に関するMatlockの提案⁸⁾や, 砂質土に関するReeseらの提案⁹⁾がある.

c)の複合地盤反力法は, 水平荷重の増加につれて式(1-1)の地盤反力 p が弾性状態から塑性状態に移行する現象を考慮するものである. 実際には杭頭に近い地表面は塑性域

(極限地盤反力法)，杭下部は弾性域(弾性地盤反力法)の2つに分けて解析を行う。この方法は、現実に見られる地表面近傍の進行性破壊現象を良く表現した解である。

上記の手法の他に地盤を半無限弾性体と仮定し、Mindolinの第二解を用いたPoulosの手法¹⁰⁾は有名である。Poulosは、各種の計算図表や地盤の非線形性の取り扱いをも報告し、杭相互間の影響係数(interaction factor)を用いて群杭の問題にも適用可能とした¹¹⁾¹²⁾¹³⁾。またBanerjee & Daviesは、境界要素法を用いた解析法を提案している¹⁴⁾。

以上単杭の解析手法についてその概略を示したが、群杭の水平抵抗に関する一般的な問題点を列挙すると、以下のようにまとめられる。

1) 地盤と杭の応力、変形状態とその非線形性

- a) 杭が地盤から受ける地盤反力分布
- b) 杭周辺地盤の応力分布
- c) 地盤の弾性域と塑性域
- d) 杭周辺地盤のクリープ性状

2) 群杭による低減効果と各杭の荷重分担率

群杭の杭間隔がある限界以内になると、支持力や変形性状が単杭の場合と異なる。この現象を群杭効果といい、単杭の支持力との比を取ってその効果を表現し、比の値を群杭効率と呼ぶ。群杭による支持力の低減効果がある場合は、群杭効率は1より小さな値となる。また群杭中の各杭に作用する水平荷重の分担割合を、荷重分担率と定義する。

3) 杭頭の固定度

杭頭の固定度の問題は、杭の水平抵抗に関して重要な境界条件であり、一般には杭頭自由杭、杭頭固定杭等と分類されるが、正しくはフーチングの回転拘束条件をも考慮する必要がある。実際の基礎群杭の固定度は、半固定状態にあると考えられるが、杭頭固定条件と杭頭自由条件を両端とした線分で固定度を表現した場合、半固定状態がどの程度の位置にあるかを評価することは、非常に困難な問題である。

4) 主働杭(active pile)と受働杭(passive pile)

受働杭(passive pile)とは、杭周辺地盤が何らかの原因で移動し、その結果杭に水平力が作用する杭で、地すべり抑止杭、横棧橋や橋台の基礎杭、側方流動中の構造物基礎杭等に代表される¹⁵⁾。受働杭に対するものとして主働杭(active

pile) が定義できるが、これは杭が頭部に水平外力を受け、土に荷重が伝達されて土が動くような杭である。受働杭と主働杭の最大の相違点は、杭に作用する水平荷重が、主働杭の場合は初めから与えられているのに対し、受働杭では地盤と杭の相互作用によって定まる点にある。

5) 打ち込み杭、場所打ち杭等杭の種別、施工法による挙動の差異

古来から杭は打撃による打ち込みが原点であり、砂質地盤では地盤を締固める意味からも有効な手段であった。しかし1970年代から杭打ち工事に伴い発生する騒音・振動に対する規制が厳しくなり、市街地などでは打ち込み杭の採用がほとんど不可能になってきた。そしてそれに代わり、埋め込み杭や場所打ち杭という騒音振動の比較的少ない工法を採用することが多くなった。打ち込み杭は、特に砂質地盤では打ち込み時に地盤の締固め効果が期待できるために、群杭の場合群杭効率は1より大きくなる場合がある。このように杭種や施工法の違いが、群杭の挙動に大きな影響を与える。

群杭の水平抵抗に関しては、模型実験、原型実験、理論解析の3つのアプローチから数多くの研究が行われている。しかし群杭の水平抵抗を、単杭の示す変位や応力の重ね合わせで評価するのは不十分である。そこで群杭を取り扱うには、まず群杭と地盤の相互作用を模型実験等より明確に把握し、さらに数値解析手法によってそれらを結び付ける必要がある。

第2節 研究の目的と構成

本研究の目的は、第1節に示した杭の水平抵抗に関する問題点を念頭に起き、まず始めに種々の模型実験を実施することにより群杭の挙動を定性的に考察し、次いで数値解析手法を用いて、どの程度まで実際の現象を数値解析手法が説明可能かを検討することにある。

本論文は序論を含めて7章からなる。

第2章では、まず杭頭自由の群杭模型実験（杭径2cm、杭長80cm）において杭配置、杭本数、杭中心間隔および杭剛性を種々に変化させたとき、これらの各要因が群杭効率、荷重分担率にどのような影響を与えるかを検討する。群杭の挙動を説明し得る簡便な数

値解析手法として、Randolphの解法（PIGLET）¹⁶⁾を取り上げ、その妥当性および適用範囲について実験結果と比較しながら検討する。次に杭をはり要素で表し、地盤を層状に分割した擬似3次元弾性有限要素法（GPIL: Ground Pile Interaction of Laterally Loading Effect）を開発し、模型実験の数値解析を行う。

第3章では、大型土槽を用いることによって、模型実験と原型実験との中間的な杭（杭径16.52cm、杭長4.45m）の水平載荷試験を実施し、第2章に示した模型実験の結果と比較検討する。つまり模型実験と原型実験の関係をより明確にすることを目的としている。また群杭基礎は、杭とフーチングの協同作業により水平力に抵抗するという考えに基づき、それらの荷重分担を求める実験も合せて実施する。模型実験の結果は、第2章に示すPIGLETを用いて解析し、PIGLETの実大群杭への適用を図るため、模型群杭のオーダーでケーススタディーを行い、群杭基礎設計法について考察する。

第4章では、単杭の挙動から群杭の水平挙動を推定するために用いる杭相互間の影響係数¹¹⁾に着目し、最も単純な群杭の相互作用の問題として2本群杭の挙動を考察する。模型実験は、1g下の小型模型実験と遠心力載荷装置を用いた模型実験の2種類を実施する。遠心模型実験では、実物の縮尺1/nの模型を重力加速度のn倍の遠心力場において、模型内に実物と同じ自重応力状態を再現することができ、縮尺模型に実物と同じ挙動を生じさせることが期待できる。さらに実際の杭の変形パターンを数値解析で表現するためには、純3次元解析が有効であり、本章では新たに3次元弾塑性有限要素モデル（GPIL-3D）を開発し、1g下の小型模型実験を取り上げその適用性を検討する。

以上第2章から第4章までは、規模の異なる群杭の模型実験を実施することによって、水平力を受ける群杭の群杭効率、荷重分担率および杭相互間の影響係数の考察を行う。さらにPIGLET, GPIL, GPIL-3Dという種々の解析法を示し、その適用性を検討する。

第5章では、現場の水平載荷試験の結果を基にして解析法の適用性を検討する。まず始めに上記解析法の中で最も単純なPIGLETを用いて、平均N値と地盤種別を用いた地盤定数の決定法に関し、単杭の実大水平載荷試験結果を用いて検討し、実大単杭の載荷試験の解析を行う。次に単杭の実大水平載荷試験をGPIL-3Dを用いて解析する。さらにGPIL-3Dを用いて、地盤の弾性係数の分布形状が単杭の水平抵抗に与える影響について、パラメトリックスタディーを行う。最後に実杭を水平載荷により破壊に至らした単杭および直列2本群杭の水平載荷試験を取り上げ、地盤と杭体の終局水平抵抗性状を適切に表現できる、簡便な骨組構造解析法（SNALP: Simple Non-linear Analysis

on Laterally Loaded Piles) を示し、試験結果と比較検討する。

第6章では、受働杭の挙動を検討する。まず始めにアルミ棒積層体を用いた2次元模型実験により、地すべり抑止杭の杭体に作用する荷重および抑止機構の解明を試みる。杭前面の地盤の移動状態とアーチ効果、杭体に作用する土圧の変化と各種パラメータが与える影響および適正な杭中心間隔・杭配置に関して考察する。次に上記の模型実験結果を、定量的にシミュレートできる数値解析手法について検討する。模型実験によると、地盤は初めは弾性的に挙動すると考えられるが、その後、杭の存在により杭間にアーチが形成され、地盤には塑性域が発生する。そこで飯塚¹⁷⁾が開発した弾完全塑性有限要素法（LACSAR：Limit Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation）と八嶋¹⁸⁾が開発した要素境界すべりモデル（IESM：Inter-Element Slip Model）を用いた解析を行い、2つの解析結果と実験結果を比較検討する。

第7章は以上の研究結果をまとめた結論である。

本研究では、種々の静的水平力載荷模型実験を実施するが、すべて打ち込み杭ではなく埋め込み杭を対象としており、地盤は砂質地盤を想定している。また種々の解析手法を用いて杭の水平抵抗問題を解析しているが、複雑な現象を考慮して最適と思われる解析を適宜使用し、その適用性・有効性を検討することに主眼をおいている。

参考文献（第1章）

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，IV 下部構造編），1990.
- 2) Broms, B. B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Jour. of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.90, No.SM2, 1964, pp.27-63.
- 3) Broms, B. B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Jour. of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.90, No.SM3, 1964, pp.123-156.
- 4) 篠原 登美雄・久保 浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その1），運輸技術研究所報告，Vol.11, No.6, 1961.
- 5) 久保 浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その2），運輸技術研究所報告，Vol.11, No.12, 1961.
- 6) 久保 浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その3），運輸技術研究所報告，Vol.12, No.2, 1962.
- 7) 久保 浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol.2, No.3, 1964.
- 8) Matlock, H. : Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conf., Paper No. OTC 1204, 1970.
- 9) Reese, C. L., Cox, W. R. and Koop, F. D. : Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Proc. 6th Annual Offshore Technology Conf., Paper No. OTC 2080, 1974.
- 10) Poulos, H. G. : Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles, Jour. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM5, 1971, pp.711-731.
- 11) Poulos, H. G. : Behavior of Laterally Loaded Piles: II-Pile Groups, Jour. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM5, 1971, pp.733-751.
- 12) Poulos, H. G. : Lateral Load-Deflection Prediction for Pile Groups, Jour. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, No.GT1, 1974, pp.19-34.
- 13) Poulos, H. G. : Group Factors for Pile-Deflection Estimation, Jour. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105, No.GT12, 1979, pp.1489-1509.
- 14) Banerjee, P. K. and Davies, T. G. : The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils, Geotechnique, Vol.28, No.3, 1978, pp.309-326.
- 15) 松井 保：主働杭と受働杭，技術手帳，土と基礎，Vol.30, No.7, 1982, pp.103-104.

- 16) Randolph, M. F. : The response of flexible piles to lateral loading, Geotechnique, Vo.31, No.2, 1981, pp.247-259.
- 17) 飯塚 敦：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究，京都大学博士論文，1988.
- 18) 八嶋 厚：不連続性地山の力学特性とトンネル掘削問題への応用に関する研究，京都大学博士論文，1985.

第2章 杭配置・杭本数・杭中心間隔・杭剛性を変化させた水平力を受ける群杭の模型実験と擬似3次元弾性有限要素解析

第1節 序論

水平力を受ける群杭の問題は、その理論的研究が1930年前後から手掛けられたにもかかわらず、原型実験による検証の困難さや地盤の力学挙動の複雑さと相まって、いまだに古くて新しい課題といわれている。過去の研究の動向¹⁾²⁾を概観すると、図-2.1に示すように模型実験、原型実験および理論解析の3つのアプローチがとられてきたといえる。原型実験は、実用上最も有効な定量的結果を導くが、規模が大きくなるために経費の点で制約を受ける。十分な計画のもとで実施されたO'Neill & Dunnavantによる原型実験³⁾も報告されているが、一般的法則の樹立には未だ十分とはいえず、日本国内における群杭の水平載荷実験例は数例しかない。また模型実験は、同一の目的や実験条件に対して数多くの要因を変化させることができるので有効な手段ではあるが、実物杭に応用するためには幾何学的相似則と力学的相似則を一致させる必要があり、重力(1g)下における模型実験では定性的結果を示すに過ぎない。そこで本研究では、杭と地盤の相対剛性を広い範囲で変えるように配慮した模型実験を実施した。そして解析手法が幅広い相対剛性のもとでの結果を定量的にカバーできれば(図-2.1の④で表される流れ)、実際の設計への指針となり得ると判断した。

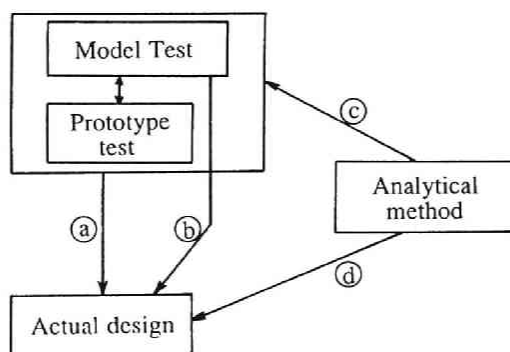


図-2.1 水平力を受ける群杭の研究の流れ

本章では、まず杭頭自由の群杭模型実験において杭配置、杭本数、杭中心間隔および杭剛性を種々に変化させたとき、これらの各要因が群杭効率、荷重分担率にどのような影響を与えるかを考察した。群杭の挙動を説明し得る簡便な数値解析手法として、Randolphの解法⁴⁾を取り上げ、その妥当性および適用範囲について実験結果と比較しながら検討した⁵⁾⁶⁾⁷⁾。模型実験には、直径2cm、杭長80cmの模型杭を用いたが、後の章での模型実験の規模を考慮して、ここでは中型模型実験と呼ぶ。一般に有限要素法を杭の水平抵抗の問題に適用する場合、2次元モデルでは、杭を矢板のような板状基礎として扱わざるを得ず、解析断面奥行き方向の杭と地盤の相互作用を考慮できない。そこで本研究では、杭をはり要素で表し、地盤を層状に分割した擬似3次元有限要素法（GPIL: Ground Pile Interaction of Laterally Loading Effect）を開発し⁸⁾、上記中型模型実験の数値解析を行った。

第2節 中型模型実験による群杭効率と荷重分担率の考察

2. 1 中型模型実験の概要

2. 1. 1 実験装置

模型杭の水平載荷実験は、図-2.2の装置を用いて行った。土槽は高さ105cm、内径165cmの鋼製円筒形であり、水平荷重を載荷するために、外壁に滑車を取り付けている。

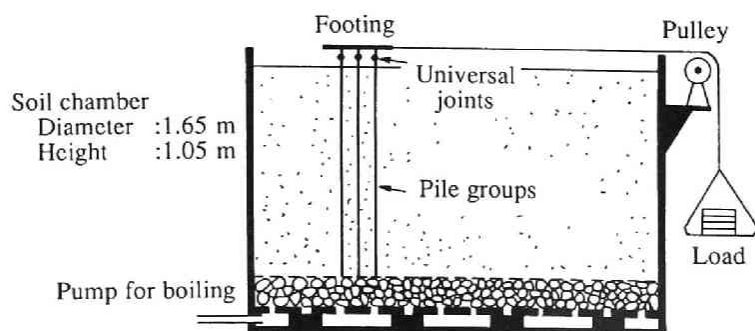


図-2.2 水平載荷実験装置

表-2.1 模型杭の諸元 (実験A, B)

Exp.	External diameter d (mm)	Wall thickness t (mm)	Section area A (cm ²)	Length L (cm)	Bending rigidity EI (kgf cm ²)
A	20	1.6	0.92	80	2.84×10^5
B	22	2.2	1.37	80	2.05×10^4

模型杭は、長さ80cmのアルミニウム管および塩化ビニール管で、それらの諸元を表-2.1に示す。アルミニウム管の曲げ剛性EIは、塩化ビニール管と比較して1オーダー大きい。杭頭の曲げモーメントおよびせん断力を測定するために、杭頭下8cmの所にそれぞれ一対計4個のひずみゲージを貼っている。ひずみゲージは、砂地盤との間の摩擦、水の侵入を除くためにコーティング剤で被覆した。

実験では、杭頭における拘束条件を自由とするために、厚さ2cmの鋼製頂板と杭頭との間にユニバーサルジョイントを使用した。このジョイントは、前後左右の2方向に対して自由な回転を許すものであり、群杭をセットした状態で回転自由の方向を載荷方向に一致させる。

2. 1. 2 模型地盤と杭配列

精度のよい模型実験を実施するためには、均一な模型地盤を作成する必要があるが、そのため以下のような方法が考えられる。

- 1) 機械的な締固めあるいは踏固めによる方法
- 2) 大型のふるいで地盤材料を降下させる方法
- 3) 模型地盤全体をボイリングさせる方法

以前に同一の実験装置を用いて、1)の踏固めによる方法で実験を行った⁹⁾が、各実験ごとに必ずしも同一の地盤条件が再現できないため、データのばらつきを避けられなかった。そこで今回は、均一地盤の再現性を向上させるために、3)のボイリング現象を利用した杭の建て込み方式を採用した。その手順は、以下a)~c)に述べるようである。

- a) 土槽下端4ヶ所より圧力水をポンプで給水して、模型地盤をボイリングさせる。
- b) 模型杭を地盤内に静かに挿入し、杭頭の高さおよび滑車に対する方向を調節する。
- c) ポンプからの給水を止め、土槽下端4ヶ所から排水して24時間放置する。

図-2.3はモデル地盤（山砂）の粒径加積曲線を示す。図中実線はボイリングを行う

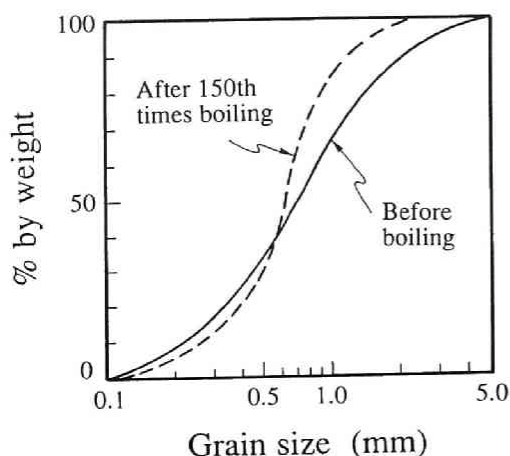


図-2.3 モデル地盤の粒径加積曲線

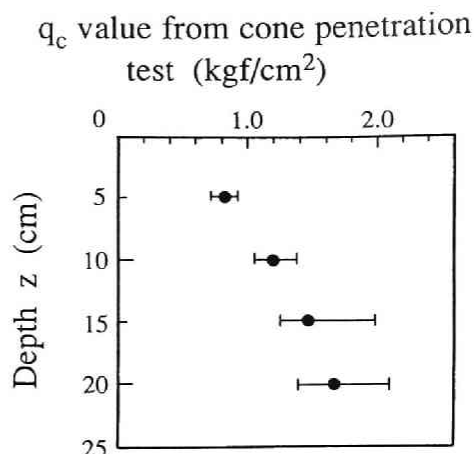


図-2.4 ポータブルコーンを用いたモデル地盤の貫入抵抗値 q_c 分布




以前の状態で、破線は深さ方向の粒子の分級化を防ぐために150回予備ボーリングを行い、細粒分を取り除いた後の粒径加積曲線である。また深さ方向4点（5cm、10cm、15cmおよび20cm）における間隙比および含水比の平均値を求めると、それぞれ0.76、3.1%であった。なお模型地盤の物性値は、 $D_{50}=0.60\text{mm}$ 、 $U_c=3.0$ 、 $\gamma=1.74\text{gf/cm}^3$ 、 $e_{\max}=0.82$ 、 $e_{\min}=0.52$ 、 $D_r=20\%$ である。なお側圧を変化させた間隙比0.8での排水三軸試験より、内部摩擦角 $\phi=35.7^\circ$ を得ている。実験の後に、ポータブルコーンを用いて同一地盤で4点ずつ、合計20回貫入試験を行った。結果を図-2.4に示す。ただし黒丸印は平均値、横線はデータの範囲である。

杭配置は、表-2.2に示すように載荷方向に対して並列、直列およびそれらを組合せたボックス配列とし（塩化ビニール杭はボックス配列のみ）、杭本数を2、3、4本（ボックス配列杭は4、9、16本）とした。また杭中心間隔 s を杭径 d の2.0、2.5、5.0倍（塩化ビニール杭では1.8、2.3、4.6倍）とした。以下簡単のため、アルミニウム杭の実験を実験A、塩化ビニール杭のそれを実験Bと呼ぶ。

2. 1. 3 荷重載荷と測定方法

模型杭への水平力は、杭1本当たりの荷重ステップを2kgfずつとし、実験Aでは8kgf、16kgfおよび24kgfにおいて一旦ゼロまでもどして再載荷、実験Bでは、2kgf、4kgfおよ

表-2.2 杭本数と杭配置

Kinds of experiments	Arrangement of piles	Number of piles	Ratio of pile spacing s/d	
Exp.A Aluminum pipe	Parallel	2, 3, 4	2.0, 2.5, 5.0	Parallel 
	Box	4, 9, 16		Series 
Exp.B Chlorized-vinyl pipe	Box	4	1.8, 2.3, 4.1, 6.8, 9.1	Box 
		9, 16	1.8, 2.3, 4.6	

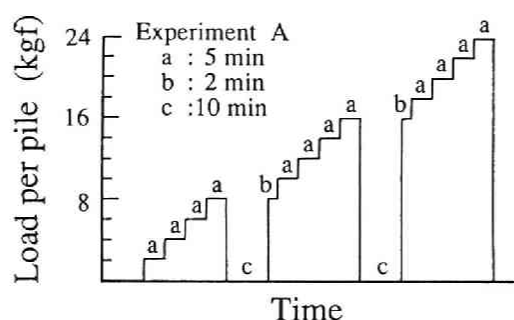


図-2.5 杭1本当たりの荷重サイクル（実験A）

び6kgfにおいてゼロまでもどす一方向多サイクル方式とした。例として実験Aにおける杭1本当たりの荷重サイクルを図-2.5に示す。

測定項目は、前述した各ひずみゲージの値、水平変位用のダイヤルゲージおよびテンションゲージの値である。なお地表面からの載荷高さ h （自由長）は、実験Aで6.1cm、実験Bでは6.9cmとした。

2. 2 実験結果および考察

2. 2. 1 Randolphの解法（PIGLET）の要約

本章では、実験結果に先立って、群杭の挙動を説明し得る簡便な数値解析手法として開発されたRandolphの解法⁴⁾の概略を示す。Randolphの解法は、弾性地盤中の杭の挙動を有限要素法に基づいてパラメトリックに求めたもので、群杭間の相互作用については、

Poulos¹⁰⁾と同様にMindlinの第二解を応用している。

まずヤング率が深さに比例して増加するような地盤中に単杭があり、それに水平力が載荷された場合、杭の変形に関係するのは次の各量であると考える。

- 1) 外力：杭頭に作用する水平力 H ，杭に地表面で作用する曲げモーメント M
- 2) 杭材：杭の半径 r ，有効ヤング率 $E_p = 4(EI)_p / \pi r^4$
- 3) 地盤：せん断弾性係数 G の深さ z 方向の増加率 $m = \Delta G / \Delta z$ ，ポアソン比 ν_s 。

群杭に対しては，Poulosの提案した杭相互間の影響係数（interaction factor）¹⁰⁾を用いる。いま単杭の剛性を k_s （＝荷重／変位）としたとき， n 本群杭中の i 番目の杭の杭頭変位 δ_i は一般に

$$\delta_i = \frac{1}{k_s} \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} H_j \quad (2-1)$$

で与えられる。

ここに α_{ij} ： $i \sim j$ 番杭の間の影響係数（ $\alpha_{ii} = 1$ ）

H_j ： j 番目の杭に作用する荷重

である。そして，水平力 H を受ける杭頭自由杭では，水平力によって杭変位を増加させる係数（ α_H ），モーメント M によって杭変位を増加させる係数（ α_M ）その他が定義される。これらの影響係数は，次のように仮定される。

$$\alpha_H = 0.5 \rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \left(\frac{r}{s} \right) (1 + \cos^2 \beta) \quad (2-2)$$

$$\alpha_M = \alpha_H^2 \quad (2-3)$$

ただし， $\alpha_H > 0.5$ の場合は $1 - (4\alpha_H)^{-1}$ に補正する。この式中 G_c は杭の有効長さを L_c とした場合， $L_c/2$ 深さにおける $G^* = G(1 + 3\nu_s/4)$ に等しい（図-2.6(a)中に説明するように $G_c = G_{0.5L_c}^*$ ）。つまり，杭の有効長さに対する平均的な G^* の値である。

また ρ_c は地盤剛性の均一性を表すパラメータで， $L_c/4$ と $L_c/2$ 深さにおける， $G^* = G(1 + 3\nu_s/4)$ 値の比であり，剛性率が深さ方向に一定の地盤は $\rho_c = 1.0$ ，剛性率が深さ方向に比例して増加する地盤は $\rho_c = 0.5$ とする。図-2.6(b)に示すように， s は杭中心間

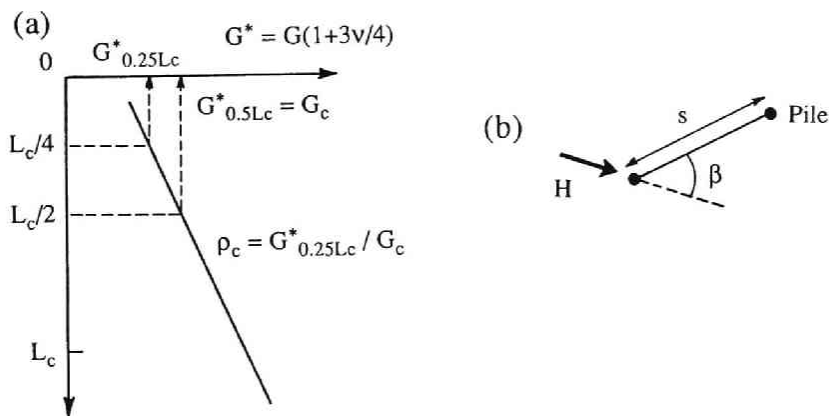


図-2.6 Randolphの解法に用いるパラメータ

(a) ρ_c と G_c の定義, (b) s と β の意味

隔, β は杭中心線と载荷方向のなす角である.

水平力を受ける単杭の杭頭変位 $\bar{\delta}_s$ の一般的な代数式は,

$$\bar{\delta}_s = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.27 H \left(\frac{L_c}{2} \right)^{-1} + 0.30 M \left(\frac{L_c}{2} \right)^{-2} \right] \quad (2-4)$$

と表される. 上式から $\bar{\delta}_s$ は $\rho_c G_c$, つまり $G^*_{0.25L_c}$ に支配され, その大きさに逆比例する. なお, 上式は自由長のない場合であるが, 地表面上の杭の挙動に関しては片持ちばりとしてその自由長を考慮し, 水平载荷点変位 δ_s を計算できる. 以下本論文では, Randolphの解法をPIGLET⁽¹⁾⁽²⁾と略称する.

2. 2. 2 荷重～変位関係と群杭効率の定義

実験は, 各杭配列ごとに同じ条件で原則として4回ずつ行ったほか, 群杭から離れた場所で単杭の载荷実験を, 実験Aでは合計64回, 実験Bでは31回実施した. 一例として, 図-2.7に実験A・直列杭の荷重～変位関係を示す. 図中破線で囲まれた部分は, 4回の実験における測定値の範囲であり, 実線は各変位の平均値である. 図から測定水平変位のばらつきはかなり小さいので, ボイリングによって作成した模型地盤の再現性は良好であったといえる.

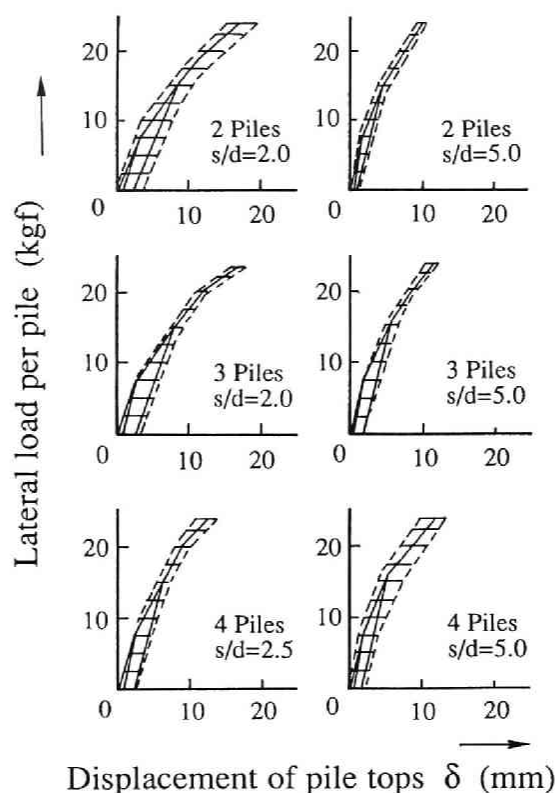


図-2.7 実験A・直列杭の荷重～変位関係と4回の実験値のばらつき

実際の群杭の支持力が、（単杭の支持力）×（群杭の本数）とならないために、これを低減させる係数のことを一般に群杭効率といい、次のように表される。

$$\text{群杭効率} = \frac{\text{群杭の支持力}}{(\text{単杭の支持力}) \times (\text{群杭本数})} \quad (2-5)$$

このほかに群杭効率は、同一荷重に対する変位の増加，あるいは各杭の荷重分担率の違いなどによっても表現できる。本章では支持力に対する群杭効率ではなく，変位を対象にした群杭効率 e を採用した。すなわち

$$\text{群杭効率 } e = \frac{\text{一定荷重に対する単杭変位}}{(\text{一定荷重} \times \text{杭本数}) \text{ に対する群杭変位}} \quad (2-6)$$

と定義した。

図-2.8は群杭効率を求める際の具体例であり，単杭と群杭（実験A，4×4本ボックス配列杭， $s/d=2.5$ ）の荷重と杭頭変位の関係を示している。ただし群杭に対する荷重は，杭1本当たりの平均荷重 H^* をとる。0→8kgf再載荷時の載荷点変位増分を δ_s （単杭）， δ_g （群杭）とすれば群杭効率は，

$$e = \delta_s / \delta_g \quad (2-7)$$

として求められる。再載荷時の変位増分量をとるのは，弾性範囲の群杭効率を求めるために，載荷重レベルによる影響をなるべく取り除くためである。

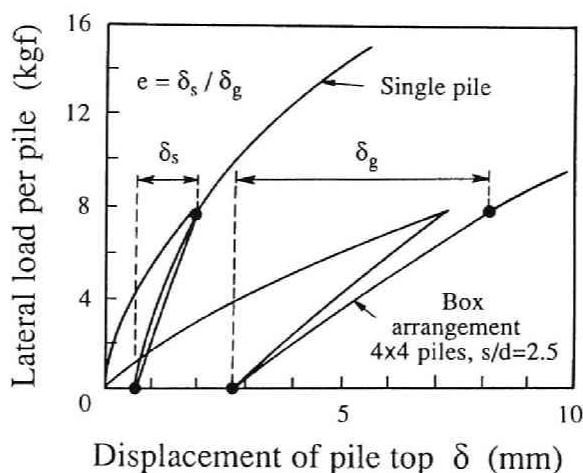


図-2.8 再載荷時の変位増分量 δ_s ， δ_g と群杭効率の定義

以下群杭効率と荷重分担率の計算においては，実験A（相対剛性大）では8kgf再載荷時の変位増分量，実験B（相対剛性小）では2kgf再載荷時の変位増分量 δ_s ， δ_g を用いた。

2. 2. 3 PIGLETに用いる地盤定数

PIGLETを用いて実験結果を解析するに当たり，図-2.9に示す地盤定数 G_0 ， $\Delta G/\Delta z$ およびポアソン比 ν_s を決定する必要がある。一般に，粘性地盤では $G_0 \neq 0$ ， $\Delta G/\Delta$

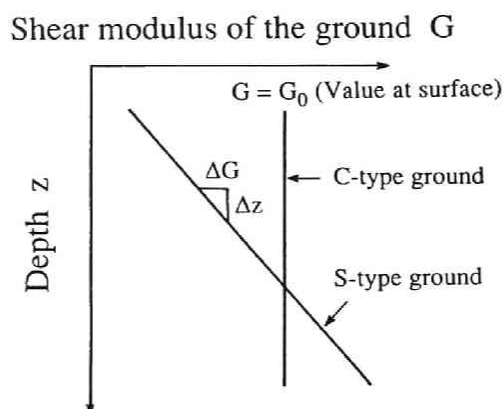


図-2.9 地盤の種類（S型・C型地盤）とせん断弾性係数

$z=0$ ，砂質地盤では $G_0=0$ ， $\Delta G/\Delta z \neq 0$ と考えられる．以下では，粘性，砂質地盤をそれぞれC型地盤，S型地盤と呼ぶ¹³⁾．

実験Aにおける8kgf再載荷時の荷重載荷点での平均変位増分 $\delta_s=1.98\text{mm}$ をPIGLETに当てはめると，ポアソン比 $\nu_s=0.33$ と仮定した場合，表-2.3に示すようにS型地盤では $\Delta G/\Delta z=0.30\text{kgf/cm}^3$ ，C型地盤では $G_0=2.75\text{kgf/cm}^2$ を得る．これら2組の値は， G_0 と $\Delta G/\Delta z$ のいずれかをゼロと仮定した場合であり，実際には $G_0 \neq 0$ ， $\Delta G/\Delta z \neq 0$ になると考えられる．図-2.10はS型地盤およびC型地盤を想定したとき，前述式(2-7)の群杭効率のPIGLETによる計算結果である．ただし縦軸に群杭効率 e を横軸には杭中心間隔比 s/d をとり，杭本数を変えている．単杭変位が同じ値を示す地盤であっても，C型地盤の群杭効率がS型地盤に比べて小さく評価される．

表-2.3 単杭の杭頭変位からPIGLETにより逆算した地盤定数

Kinds of experiments		Load (kgf)	δ_s (mm)	G_0 (kgf/cm ²)	$\Delta G/\Delta z$ (kgf/cm ³)
Exp.A	S-type	8.0	1.98	0.0	0.30
	C-type			2.75	0.0
Exp.B		2.0	1.50	2.50	0.40

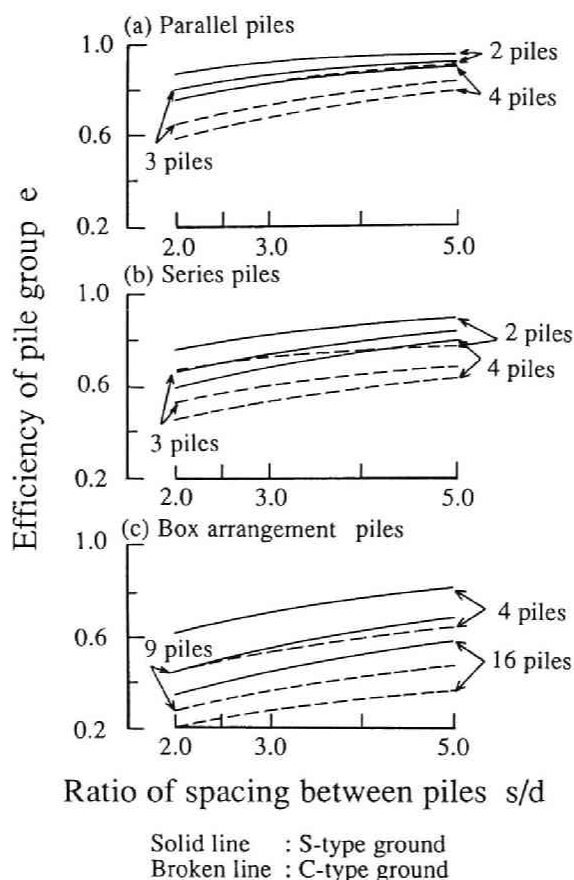


図-2.10 地盤の種類による群杭効率の違い
(a) 並列杭, (b) 直列杭, (c) ボックス配列杭

実験Bでは、PIGLETに用いる地盤定数 G_0 、 $\Delta G/\Delta z$ の値をより詳細に知るために、地表面から $z = 13.4\text{cm}$ で単杭の曲げモーメントをひずみゲージで測定した。そして異なる地盤定数 G_0 、 $\Delta G/\Delta z$ の組合せに対して、単杭の深さ方向のモーメント分布を計算し、 $z = 13.4\text{cm}$ で測定したモーメントの平均値と対比した。その結果、 $(G_0, \Delta G/\Delta z)$ の値が $(2.50\text{kgf/cm}^2, 0.40\text{kgf/cm}^3)$ の場合に、実測と計算モーメントが最もよく合った。表-2.3に示した地盤定数は、以後の群杭の解析に用いられる。

2. 2. 4 各種パラメータが群杭効率に与える影響

図-2.11, 図-2.12に群杭効率 e と杭中心間隔比 s/d の関係 (以後 $e \sim (s/d)$ 関係と

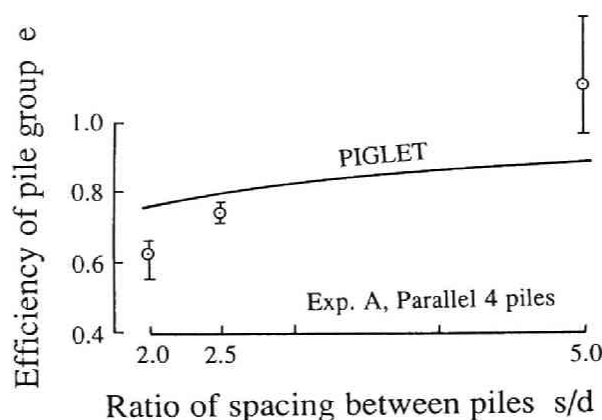


図-2.11 群杭効率と杭中心間隔比の関係（4本並列杭，実験A）

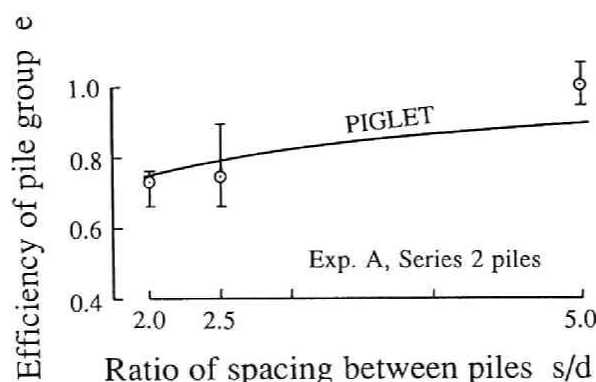


図-2.12 群杭効率と杭中心間隔比の関係（2本直列杭，実験A）

略称)の例を示す。それぞれの図において、縦線は4回の実験値の範囲、また丸印は平均値である。実験値と共にPIGLETによる解析値を合わせて図示している。図-2.11は実験A・4本並列杭の $e \sim (s/d)$ 関係である。図において群杭効率 e が1.0を越えるデータは、後述するように各々の杭の荷重分担の違いから生じた。つまり、実験Aでは杭1本当たり平均8kgfの载荷をしているが、杭によっては8kgf以下の荷重しか作用せず、その影響が現れたのではないかと考えられる。また群杭の水平抵抗を考える場合、応力の重なり合いによる変位増加のほかに、砂地盤中では杭前面のアーチ作用による抵抗の増加があり、並列杭では後者の要素が前者を上回って e が1.0を越えるということも考えられる¹⁴⁾。図-2.12は実験A・2本直列杭の $e \sim (s/d)$ 関係である。2本杭ではPIGLETの

理論曲線と良く合っているが、3本、4本杭の場合は実測値が30%ほど大きい傾向にあった。

図-2.13に実験A・ボックス配列杭（3×3本、4×4本）の $e \sim (s/d)$ 関係を示す。図にはPIGLETのほかに、砂質地盤を対象とし杭径 $d = 4.3\text{cm}$ の鋼管杭を用いた室内模型実験より群杭効率を算定した、玉置らの実験式¹⁵⁾も示してある。この場合、玉置の式は、PIGLETより群杭効率を過大に（群杭における支持力低減効果を過小に）見積る傾向にある。

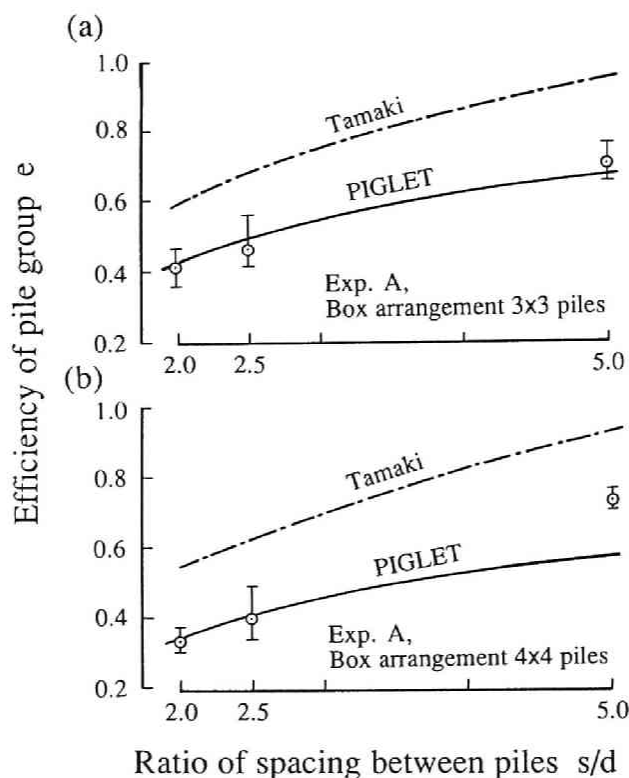


図-2.13 群杭効率と杭中心間隔比の関係（ボックス配列杭，実験A）

(a) 3×3本ボックス配列杭，(b) 4×4本ボックス配列杭

同様に図-2.14に実験Bの $e \sim (s/d)$ 関係を示す。図によれば、表-2.3に示した単杭の実測変位とモーメントから得た地盤定数を使ったPIGLETは、杭剛性が変化しても概ね実験値を定量的にも説明できる。また4×4本ボックス配列杭の場合は、玉置の式はか

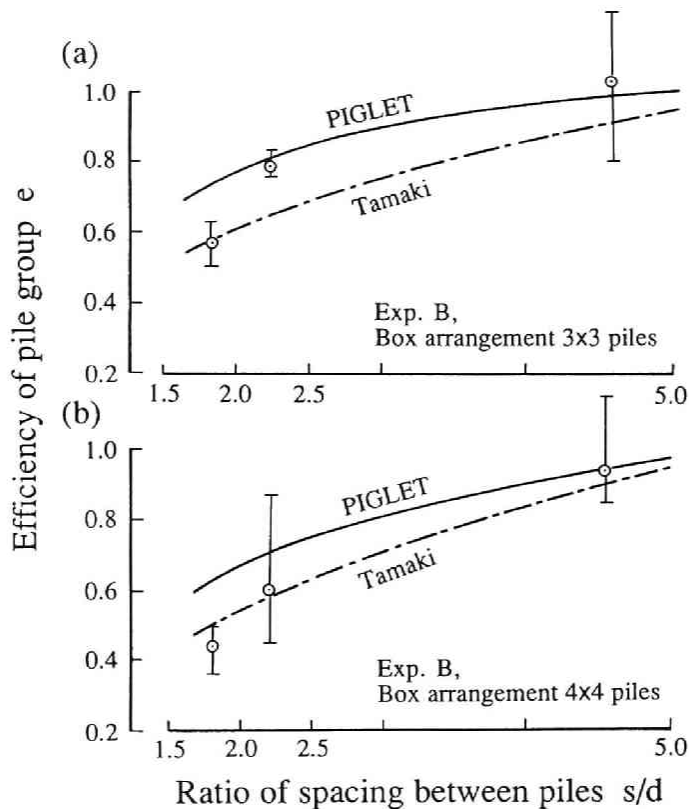


図-2.14 群杭効率と杭中心間隔比の関係（ボックス配列杭，実験B）

(a) 3×3本ボックス配列杭，(b) 4×4本ボックス配列杭

なり定量的に群杭効率を評価し得ている．図-2.13，2.14の(a)(b)各図を比較すると，杭中心間隔比 s/d が同じであっても，杭本数の増加に伴って群杭効率は低下する．この傾向は， s/d が小さい範囲で顕著である．

群杭効率を杭中心間隔と杭本数に重点をおいて検討してきたが，それは杭と地盤の相對剛性にも影響されると考えられるので，以下この点について考察する．まず杭に対しては，前述の有効ヤング率 E_p を用いる．地盤の剛性に対しては，杭の限界長 L_c の $1/4$ 深さにおける地盤のせん断剛性率 $G^* = G(1+3\nu_s/4)$ の値を用いることとし，これを簡単のため以下のように G_s で表す．

$$G_s = G_{0.25L_c}^* \quad (2-8)$$

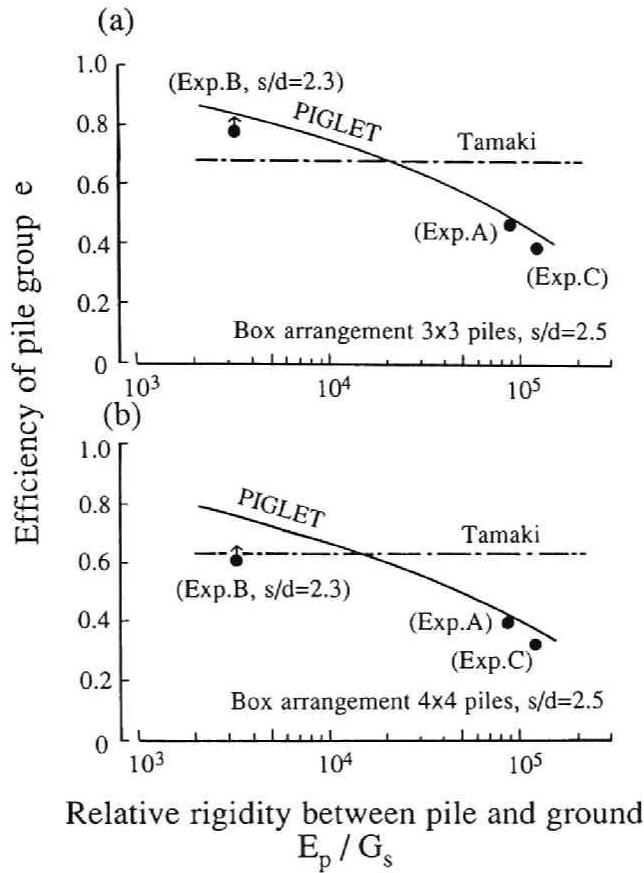


図-2.15 群杭効率と相対剛性 E_p / G_s の関係 (ボックス配列杭, $s/d = 2.5$)

(a) 3×3本ボックス配列杭, (b) 4×4本ボックス配列杭

PIGLETによると、水平力を受ける杭頭変位（地表面変位） $\overline{\delta}_s$ は G_s に逆比例することから、地盤定数の1つとして G_s を選んだわけである。

これまでの説明では、実験シリーズとして実験Aと実験Bの2種類であったが、ここで以前に実施した文献9)の結果を実験Cとする。これは締固めて作成した模型地盤にアルミニウム杭を用いたものである。 E_p / G_s の値は、後述図-2.16中にも示しているが、実験C > 実験A > 実験Bの順に小さくなっている。

図-2.15は群杭効率と相対剛性の関係を描いたもので、実験値とPIGLETおよび玉置の実験式も合わせて示している。図(a)は $s/d = 2.5$ の3×3本ボックス配列杭、図(b)は $s/d = 2.5$ の4×4本ボックス配列杭の場合であるが、PIGLETは相対剛性が大きくなると群

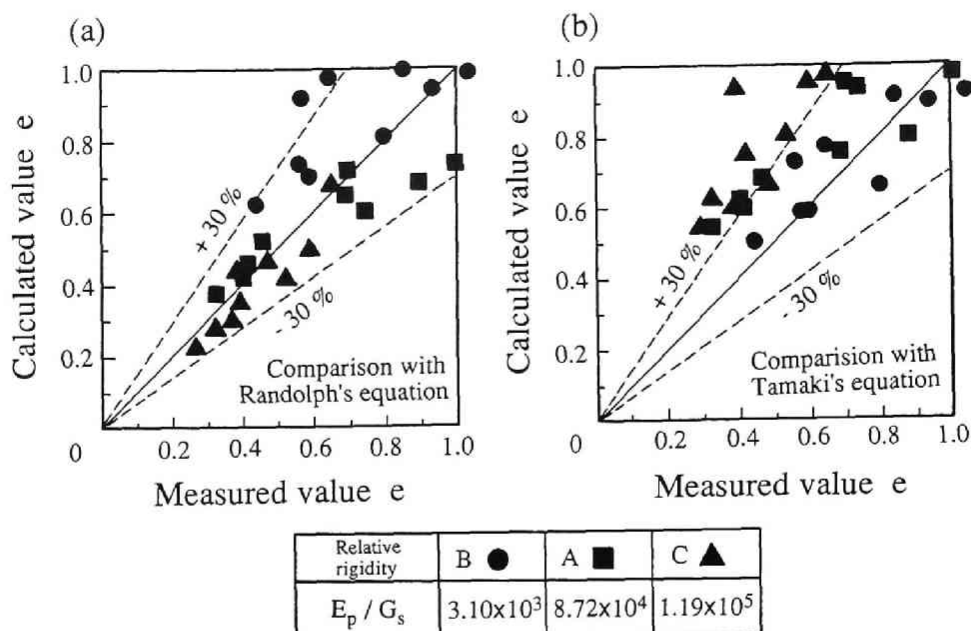


図-2.16 群杭効率に関する実験値と解析値の比較

(a) PIGLETとの比較, (b) 玉置らの提案式との比較

杭効率が低下するという実験結果をよく表現し得ている。ただし図において、実験Bのプロットは $s/d = 2.3$ （前述の表-2.2参照）の場合であるので、 $s/d = 2.5$ に対しては群杭効率がやや大きくなると推定される。

一方、玉置の実験式¹⁵⁾は次のような関数形で表される。

$$e = f(s/d, \text{杭頭固定度}, \text{杭の列数}, \text{杭の行数}) \quad (2-9)$$

したがってこの場合、相対剛性の影響を評価できず、 E_p/G_s が変化しても群杭効率 e は不変であり、実験の傾向とは一致しない。

図-2.16(a)は、現在までに実施した3種類の相対剛性のもとでのボックス配列杭（2×2本、3×3本、4×4本）の結果（4回の実験値の平均）を、PIGLETと比較したものである。縦軸に解析値、横軸に実験値をとっており、図によれば、いずれの場合にも約30%以内の精度でPIGLETは実験値を推定できると結論づけられる。それに対して図-2.16(b)に示す玉置式との比較では、 E_p/G_s が大きい場合（図中の▲印）に差が大きくなり、最大60%の誤差を生じている。以上から、群杭効率の評価には杭と地盤の相対剛性を考

慮する必要がある、単杭の載荷実験結果より逆算した地盤定数を用いれば、Randolphによって開発されたPIGLETは、有用であるといえる。

2. 2. 5 荷重分担率

図-2.17、図-2.18は、それぞれ4本直列杭および4×4本ボックス配列杭の水平荷重の分担率の実験結果（4回の実測値の平均値）であり、杭頭に貼付したせん断ゲージにより直接せん断力を計測した結果である。ただし分担率は、No.1杭の荷重を1.0としたとき他の杭が受けもつ荷重割合で示している。図中の折線は、PIGLETによる計算結果であり、弾性論に基づいていることからその分担率是对称配置となる杭（例えば図-2.17の1と4および2と3）では同値となる。しかし実験値、特にボックス配列杭では必ずしもその様な傾向を示さず、載荷方向に対して後方の杭ほど、弾性論による分担率よりも小さな値となっている。また杭中心間隔が大きくなるほど、荷重は各杭に均等に分担される傾向がある。

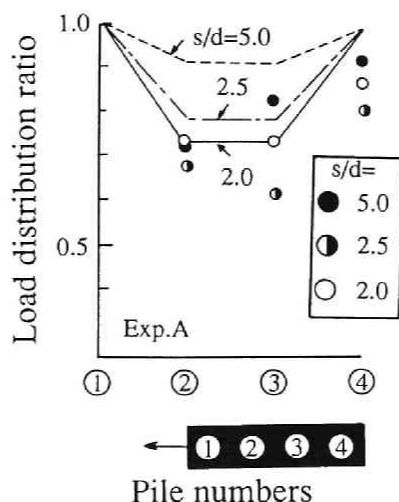


図-2.17 直列4本杭の荷重分担率

図-2.18から、 $s/d = 1.8$ と 2.3 の値を比較すると、 $s/d = 1.8$ の方が荷重を均等に受け持っている。これは杭中心間隔が小さすぎると、杭に囲まれた土が杭と同じように挙動することが実験観察結果から分かっており、その影響と考えられる。

以上中型模型実験の実験結果とPIGLETの適用性について検討したが、次節では、新

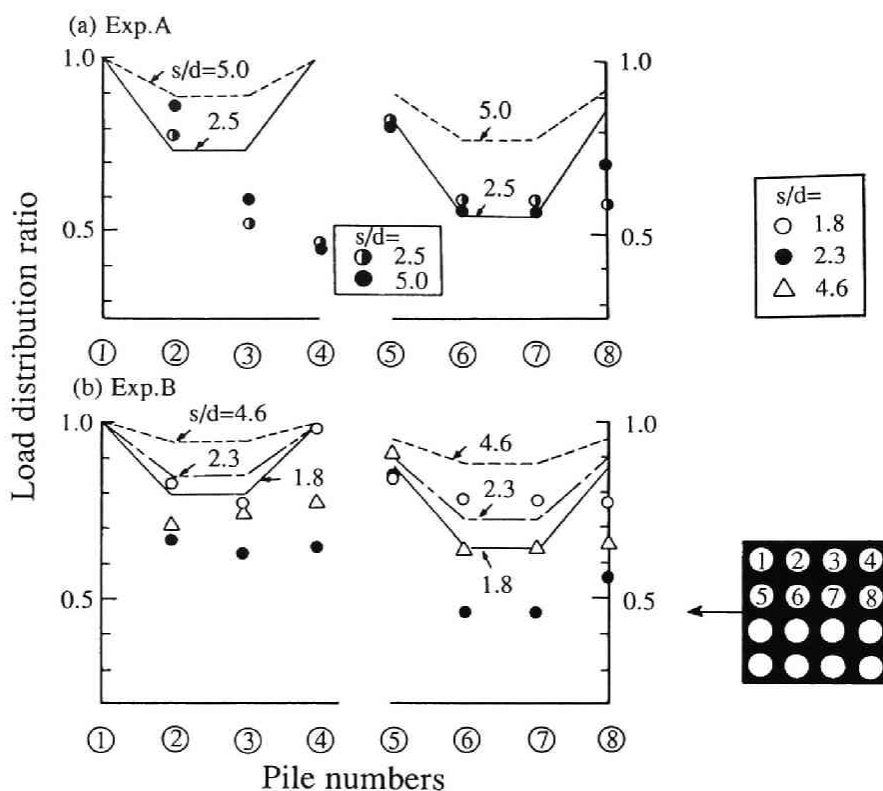


図-2.18 4×4本ボックス配列杭の荷重分担率

(a) 実験A, (b) 実験B

たに開発した擬似3次元弾性有限要素法の概要と実験結果との比較を考察する。

第3節 杭の水平抵抗に関する擬似3次元弾性有限要素法の開発

3. 1 擬似3次元弾性有限要素法 (GPPILE) の概要

3. 1. 1 擬似3次元有限要素モデル

地盤工学の分野において、1970年代後半から電子計算機の計算性能の向上と共に、有限要素法が有力な数値解析の手段として利用されてきた。水平力の作用する群杭の問題を有限要素法で解析する場合、2次元モデルでは杭を矢板のような板状基礎として扱わ

ざるを得ない。2次元モデルに何らかの補正を施した解析例¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾も報告されているが、解析断面奥行き方向の杭と地盤の相互作用を正しく考慮できない。また境界要素法¹⁹⁾を用いれば経済的ではあるが、3次元有限要素モデルでは、計算時間および記憶容量などの量的制約を受けるため、実用的ではない。そこで杭をはり要素で表し、地盤を層状に分割した擬似3次元弾性有限要素法（GPILE：Ground Pile Interaction of Laterally Loading Effect）を新たに開発して、群杭の水平抵抗に対する解析を行った⁸⁾。以下擬似3次元有限要素モデル（以下GPILEと略称する）について説明し、この解析手法の適用範囲を示す。

まず図-2.19のように、地盤あるいは構造物を水平方向に平行に切ったパネルを考え、このパネルを水平の2次元平面ひずみモデルと仮定する。そして各パネル間をx、y方向のせん断ばねで連結することにより、深さ方向に荷重の伝達が行われる。また後述のように、杭に相当する部分に曲げ剛性を考慮した杭要素をパネル中に挿入している。

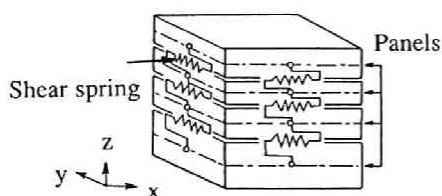


図-2.19 GPILEにおける
地盤のモデル化

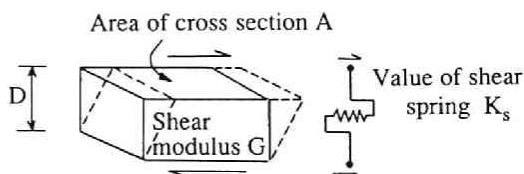


図-2.20 各パネルのせん断ばね値
 K_s の決定法

次に各パネル間のせん断ばね値の決定法について述べる。図-2.20のように、土のブロックのせん断変形を想定すると、ブロックのせん断ばね値は次式で表される。

$$K_s = G \cdot \frac{A_B}{D} \quad (2-10)$$

ここに、

K_s ：せん断ばね値

G ：土のせん断弾性係数

A_B ：ブロックの断面積

D : ブロックの厚さ

である。各パネルの変形をパネル厚さの中心で代表し、それぞれのばねが直列に連結されていると考えると、図-2.21のようになり、パネル間のせん断ばね値は各パネルのせん断ばね値を用いて、次式のように与えられる。

$$K_{sm-n} = \frac{1}{1/K_{sm} + 1/K_{sn}} \quad (2-11)$$

ここに、

K_{sm-n} : パネルm, n間のせん断ばね値

K_{sm} , K_{sn} : それぞれパネルmとnのせん断ばね値であり、

$$K_{sm} = G_m A_{Bm} / (D_m/2) = 2G_m A_{Bm} / D_m$$

$$K_{sn} = 2G_n A_{Bn} / D_n$$

G_m , G_n : パネルm, nのせん断弾性定数

A_{Bm} , A_{Bn} : パネルm, nの要素面積

D_m , D_n : パネルm, nの厚さ

である。実際には各要素についてこのせん断ばね値を計算し、その要素を形成する節点に等分する。

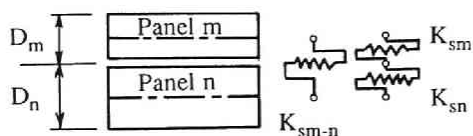


図-2.21 パネル間のせん断ばね値

K_{sm-n} の決定法

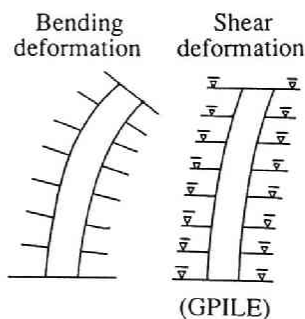


図-2.22 杭体の曲げ変形とせん断変形

杭の要素についても同様にパネル分割するが、鉛直方向の自由度を持たないために、図-2.22の左側に示すような曲げ変形は考慮できず、せん断変形のみが可能となる。杭

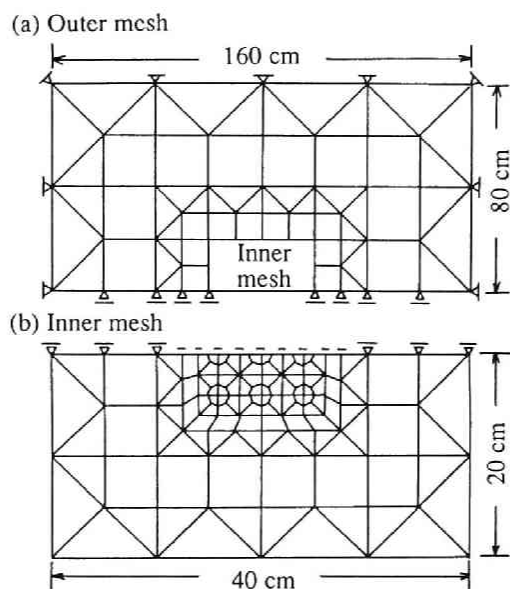


図-2.23 代表的な有限メッシュ（3×3本ボックス配列杭）

(a) アウターメッシュ，(b) インナーメッシュ

は本来曲げで外力に抵抗するものであるから，それを受け持つ要素として，鉛直にはり要素を導入した．そして杭に相当する平面要素には，せん断ばねを入れないようにした．

3. 1. 2 解析モデル

解析対象は，2節に示した室内土槽での中型模型実験（実験A）である．実験Aでは，模型杭の配置を載荷方向に対して並列，直列およびボックス配置とし，杭本数を2，3，4本（ボックス配列杭では4，9，16本），杭中心間隔 s を杭径 d の2.0，2.5，5.0倍として計27種類の実験を行った．本解析でもこれと同数の有限要素モデルを作り，計算を行った．また地盤の特性を，弾性定数が深さ方向に一定であるC型地盤と，弾性定数が深さ方向に比例するS型地盤の2ケースを想定したので，合計54種類の解析を実施したことになる．

代表的な有限メッシュ（3×3本ボックス配列杭）を図-2.23に示す．ここでメッシュは実験土槽を対象にし，また左右対称であるのでその半分だけを取り上げた．メッシュの大きさは，土槽の内径165cmに対し縦160cm，横80cmである．模型実験で用いた杭は管状であるが，モデル化に際しては正八角形の密実杭と仮定した．この有限要素メッシュ

はそれぞれ節点数、要素数が多く、1枚の図では表しにくいので、図-2.23のようにアウターメッシュ・インナーメッシュとして表した。したがってインナーメッシュがアウターメッシュの中央の長方形部分に入っている。

深さ方向のパネル分割は、図-2.24のように8層に分割し第3層以下を地盤とした。模型実験をシミュレートするために、1層・2層は地表面より上の部分を示し、杭頭部には載荷板をつけた。地表面より上にある杭周辺の要素は、ダミー要素として弾性定数を極端に下げている。

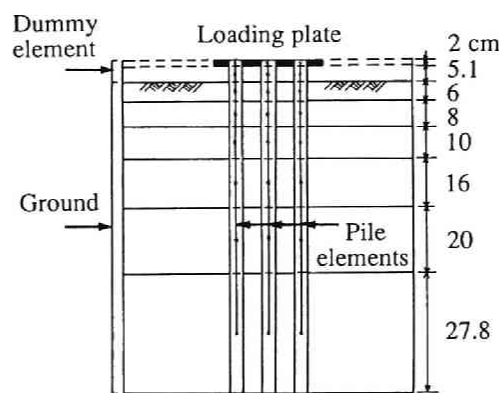


図-2.24 深さ方向のパネル分割

3. 1. 3 地盤定数の決定

模型実験をシミュレートするためには、土槽内の砂質土の地盤定数を決定する必要がある。このGPILEによる解析では、地盤を線形弾性体と仮定しているから、必要な地盤定数は土の弾性定数 E_s とポアソン比 ν_s である。しかしこれらの値を的確に推定するためには、種々の問題があるので、第2節のPIGLETによる解析と同様に、単杭の水平載荷実験より得られた杭頭変位から、GPILEを用いて逆算することにした。

模型実験は砂質土であるから、弾性定数 E_s は深さに伴って増加すると考えられる。しかし地盤の層厚はせいぜい1mであるから、 E_s の深さ方向変化は微小とも考えられる。そこで土の E_s が深さ方向に等しいC型地盤と、 E_s が深さに比例するS型地盤の2種類を仮定して群杭に対する解析を行った。

単杭の水平載荷実験によれば、載荷高 $h = 6.1\text{cm}$ 、水平荷重 8kgf の時に、載荷点での

杭頭変位の平均値が $\delta_s = 1.98\text{mm}$ であった。この値と模型杭の材料定数より、GPILEを用いて逆解析した結果を図-2.25に示す。すなわちC型地盤を想定すると、 $E_s = 5.0\text{kgf/cm}^2$ 、S型地盤の場合は $\Delta E_s / \Delta z = 0.8\text{kgf/cm}^3$ という結果を得たので、それぞれの値を以下の解析に用いることにする。第2節に示したPIGLETでは、地盤定数にS型地盤では $\Delta G / \Delta z = 0.3\text{kgf/cm}^3$ を用いたが（表-2.3参照）、 $\Delta E_s / \Delta z$ に換算すると 0.8kgf/cm^3 になるので、単杭の杭頭変位から同一の地盤定数を逆算したことになる。

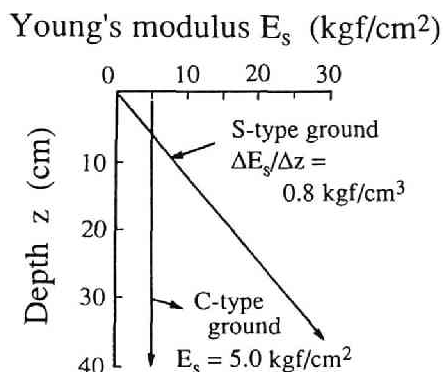


図-2.25 単杭の杭頭変位よりGPILEで逆算した地盤定数

図-2.26は単杭の場合に、S型地盤で水平変位分布と曲げモーメントの分布を求めた結果の例である。これによれば、地盤を線形弾性体と仮定したPIGLETと今回の解析と

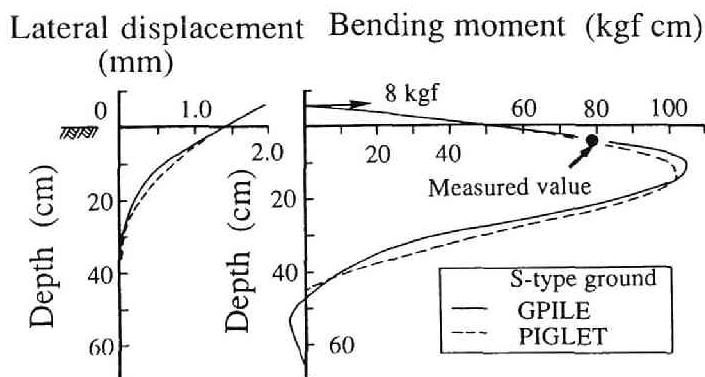


図-2.26 水平変位と曲げモーメントの深さ方向の分布（GPILEとPIGLETの比較）

がよい一致をみている。また曲げモーメントの測定は1点のみ（杭頭下約8cmの位置）であるため、深度分布についての議論はできないが、1点の実測と計算は同値を示している。C型地盤に対しても本解析をPIGLETと比較したが、図-2.26と同程度に満足する結果が得られた。以上のように単杭の挙動に関しては、従来の弾性解との比較においてGPILEモデルの妥当性が確かめられた。

3. 2 中型模型実験結果とGPILEの比較

本論文で提案したGPILEおよびPIGLETによる解析値と実験値との比較を行う。比較の対象とするのは、群杭効率と荷重分担率である。ただし計算結果はすべて、群杭に対する杭1本当たりの平均荷重 H^* が8kgfの結果を示している。

3. 2. 1 杭の変位分布と群杭効率

まず杭中心間隔 s/d を変えたとき、杭の変位分布をGPILEで計算した例として、 3×3 本ボックス配列杭の場合を図-2.27（C型とS型地盤）に示す。中型模型実験では、杭頭は載荷板にピン結合しているのので、どの杭も杭頭変位は変わらないが、地中変位は杭の位置によって異なる。ここでは隅角部（例えば図-2.18の1番の杭）の変位を描いている。図-2.27をみると、 s/d が大きくなるにつれて変位は減少している。このような

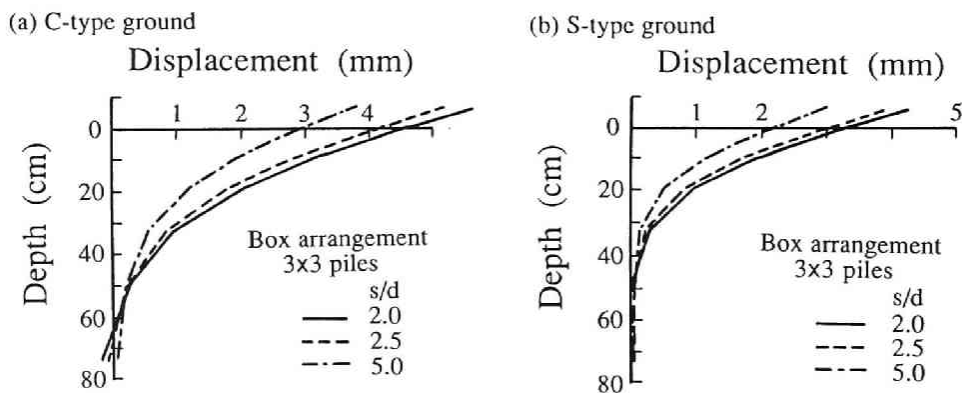
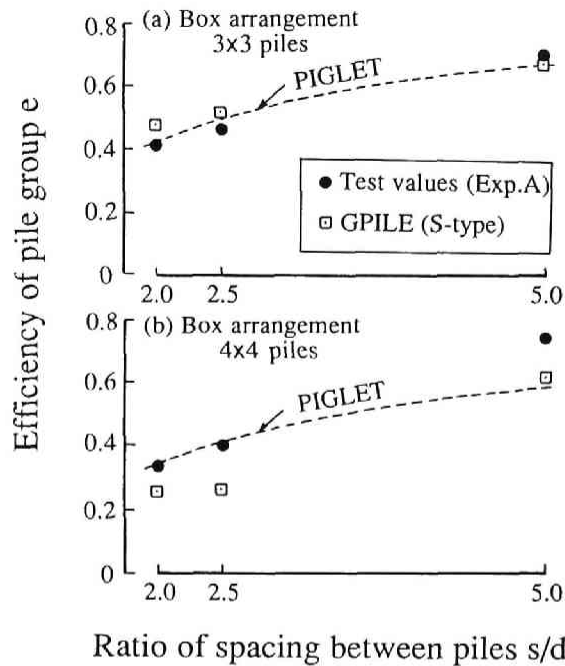


図-2.27 3×3 本ボックス配列杭の変位分布の解析値

(a) S型地盤, (b) C型地盤



図－2.28 群杭効率と杭中心間隔比の関係（S型地盤）

(a) 3×3本ボックス配列杭，(b) 4×4本ボックス配列杭

傾向は，ボックス配列杭ばかりではなく，他の直列・並列杭についてもみられた．また図－2.27の(a)(b)でC型地盤とS型地盤の変位を比較すると，明らかにS型地盤の変位が小さい．この傾向は単杭の変位が同じなので，図－2.10のPIGLETによる群杭効率の図で，C型地盤の方がS型地盤よりも群杭効率が小さい結果と一致している．この理由としては，次のように考えられる．つまりS型地盤では地盤の剛性が深さに比例して増加するために，例えば30cm深さでは $E_s = 30 \times 0.8 = 24.0 \text{ kgf/cm}^2$ にもなる（C型地盤では $E_s = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ ）．このように相対的に地盤が剛になるため，杭はより大きな地盤反力を受けて深さ方向に変位が収束し易くなり，結果的にC型地盤より変位が小さくなる．

次に模型実験，PIGLETおよび本解析より求めた群杭効率の比較を，ボックス配列杭（3×3本，4×4本）について行い，それぞれ図－2.28に示す．杭1本当たりの水平力は，いずれも8kgfである．図－2.28によれば，本解析値は杭中心間隔比が増大すると群杭効率も増大するという傾向を示し得ており，特に図－2.28(a)では実験値並びにPIGLETと非常によい一致がみられる．ただし杭本数が多い図－2.28(b)の場合は，杭間隔が狭いと

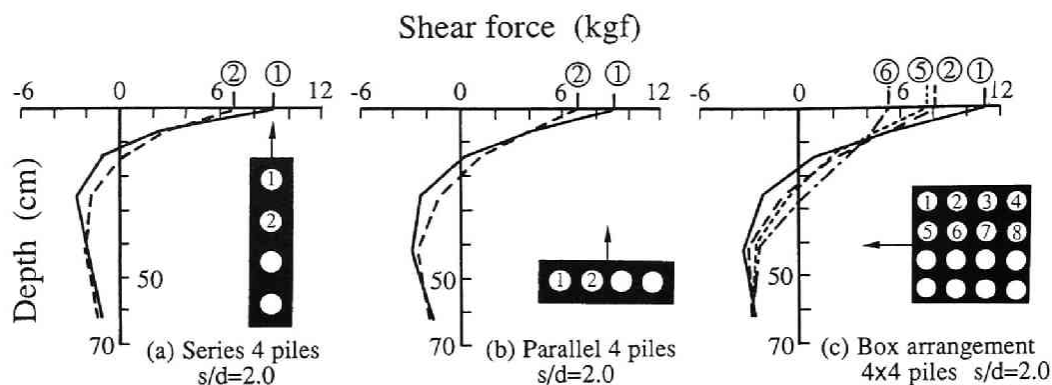


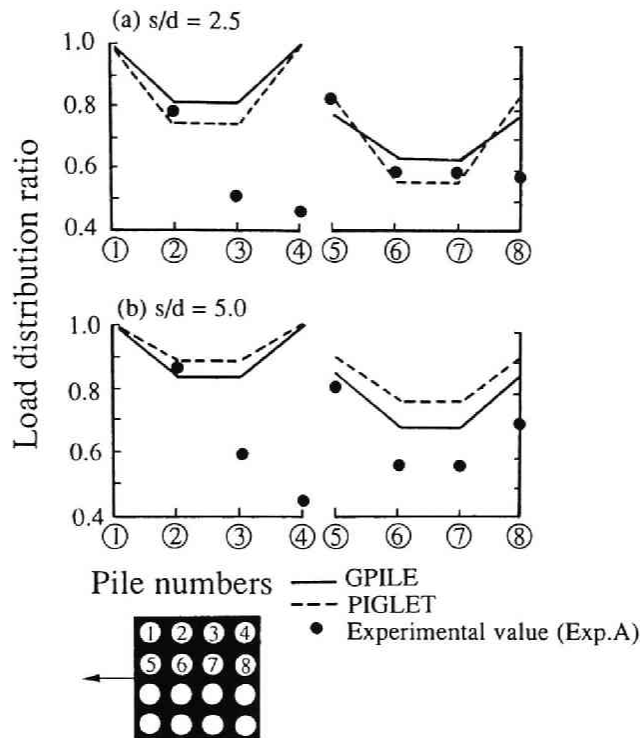
図-2.29 直列・並列・ボックス配列杭における
各杭のせん断力分布（C型地盤）

実験値はPIGLETに比べてやや低めの群杭効率を与えている。また(a)(b)両図を比較すれば、杭間隔比 s/d が同じであっても、杭本数の増加にともなって群杭効率が低下することも表現し得ている。

3. 2. 2 荷重分担率

群杭が水平力を受ける際、各杭が受け持つ荷重は杭の位置により異なり、第2節で示したように模型実験では荷重方向に対して最前列杭の受け持つ荷重が大きく、後列杭の受け持つ荷重は相対的に小さくなる。今回の解析モデルやPIGLETでは、地盤を弾性体と仮定し、引張りに対する抵抗を持つとしているから、実験結果をうまく説明できない欠点がある。しかし最前列杭と2列目の杭では、曲げモーメント分布・せん断力分布が異なり、杭の位置によって荷重分担割合が違ふことは解析でも表現できることが分かった。そこで杭の位置によるせん断力の差を示すとともに、荷重分担率として杭頭せん断力の比をとり、杭配置や杭間隔の影響について考察した。

まずGPILEによる解析値として、図-2.29に直列・並列（各4本杭）・ボックス配列杭（4×4本）における各杭のせん断力分布を示す。ここで地盤はC型を想定し、杭間隔比を $s/d = 2.0$ とした。直列杭・並列杭では1杭の杭頭せん断力は、内側の2杭のそれよりも大きいことが明らかである。しかし、地中部でのせん断力分布には大きい差がみられない。ボックス配列杭での各杭の杭頭せん断力は、1杭が最大であり、2、5、6杭



図ー2.30 4×4本ボックス配列杭の荷重分担率（S型地盤）

(a) $s/d = 2.5$, (b) $s/d = 5.0$

の順に減少する。2杭と5杭の杭頭せん断力はあまり変わらないが、6杭の値は非常に小さくなり、1杭の約60%となる。

次に荷重分担について、本解析と模型実験およびPIGLETとの比較を行った。図ー2.30(a)(b)は4×4本ボックス配列杭で、杭間隔比 s/d が2.5と5.0に対する結果（S型地盤を想定）を示している。荷重分担率は、図中1杭にかかる杭頭せん断力を規準として、他の杭頭のせん断力との比を求めたものである。図ー2.30より次のことが指摘される。

- 1) GPILE, PIGLETともに地盤を弾性体と仮定し、土は引張りにも抵抗できるとしてあるので、対称位置にある杭（1と4、2と3、5と8、6と7）の荷重分担率はそれぞれ等しく計算される。しかし実験値はその様な対称性を示さず、特に載荷方向に対して後方に位置する3、4杭では1、2杭に比べて分担率の低下が顕著である。
- 2) 解析結果によれば、 $s/d = 2.5$ と5.0の比較において、杭間隔比が大きくなると各杭は荷重を均等に分布する傾向を示している。

3. 3 解析モデルの拡張

前項で述べたように、実験の荷重分担率は、荷重方向に対して第1列目の杭が最大であり、後方の杭に行くにつれて減少する。しかしこの解析手法では地盤を弾性体として引張り抵抗を持たせているために、最前列杭と最後列杭の荷重分担率が等しくなって、実験結果と合わない。この点を改良する目的で、以下のような検討をした。

3. 3. 1 杭背面地盤の引張り領域

まず群杭周辺の地盤がどのような応力状態にあるかを把握する必要があるが、ここでは、杭周辺地盤で特に強い引張り応力を受ける部分を具体的に示し、群杭の挙動と合わせて考察する。

図-2.31は4×4ボックス配列杭 ($s/d = 2.5, 5.0$ でC型地盤)における杭周辺地盤の引張り領域を描いたものである。本解析では、地盤をいくつかのパネルに分割しているが、この図に示したのは地盤最浅部のパネルである。そして引張り応力の基準として、便宜的に平均主応力 $\sigma_m < -0.01\text{kg/cm}^2$ の領域を引張り領域と呼ぶことにし、これを斜線によって示した。ここで $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ であり、要素中心の応力から計算できる。

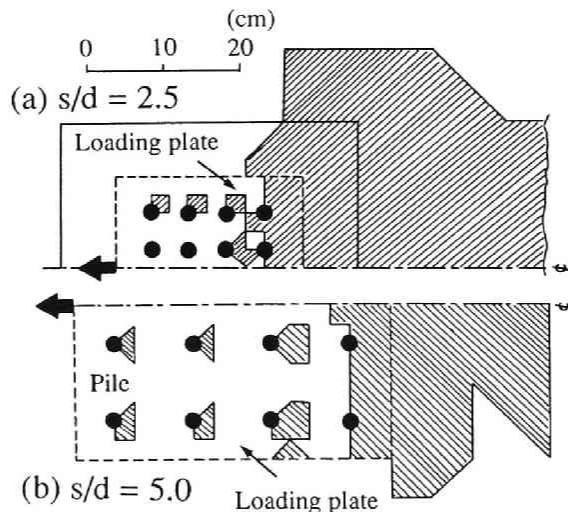


図-2.31 4×4本ボックス配列杭における杭周辺地盤の引張り領域 (C型地盤)

(a) $s/d = 2.5$, (b) $s/d = 5.0$

図-2.31(a)は、杭間隔が狭い $s/d=2.5$ に対する引張り領域である。これをみると、8本の杭で6本までは地盤に引張りを生じているが、前方中央部の2本にはそれが発生していない。この理由は、後方杭によって地盤が圧縮されたのではないかと考えられる。また群杭後方に生じる引張り領域は、図-2.31(b)に比べて大きく、荷重と直角方向に載荷板幅の約2倍に広がっている。杭間隔がやや広い図-2.31(b)では、いずれの杭も後方に引張り領域が生じるようになり、そのパターンを後述図-2.32と比較すればそれぞれの杭は単杭の挙動に近づくといえる。また群杭後方の引張り領域も $s/d=2.5$ に比べて小さく、周辺地盤に及ぼす影響が少なくなっている。図は省略するが、直列杭・並列杭においても同様に群杭後方に引張り領域を生じ、その形状は杭配列や中心間隔比などによって影響されることが分かった。

以上のことから、実地盤において水平力を受ける群杭の挙動を解明しようとするれば、地盤内応力の発生状況を考慮した非線形解析を行う必要があると考えられる。次項ではこうした非線形の1つのステップとして、No-tension解析²⁰⁾を適用する。

3. 3. 2 Non-tension解析による非線形挙動

水平力を受ける群杭の周辺地盤には、過大な引張り応力領域が生じることを前項で示した。ここでは、ある一定の引張り応力が生じる要素の弾性定数をゼロに近い値に低下させることで、それより大きな引張り応力を発生させないNo-tension解析²⁰⁾を行った。

GPILEを用いた線形解析では、杭1本当たり8kgfの水平力を載荷している。非線形解析では、1ステップ2kgfごとに4ステップで載荷する載荷増分法を用いた。また引張り応力の基準値として、前項と同様 $\sigma_m = -0.01\text{kgf/cm}^2$ をとり、それ以上の引張り応力が生じた要素については、弾性定数 E_d をダミー要素の剛性である $E_d = 0.01\text{kgf/cm}^2$ に置き換えた。ここで用いたのは、S型地盤における単杭と3×3本ボックス配列杭 ($s/d=2.0$) のモデルである。

まず各ステップで単杭に生じる引張り領域を図-2.32に、また線形解析とNo-tension解析における単杭の荷重～変位関係を図-2.33に示した。図-2.32によると、ステップ1、ステップ2ではまだ引張りを生じないが、ステップ3、ステップ4では引張り領域が拡大している。またそれにつれて図-2.33の荷重～変位関係も、線形解析の結果から離れていき、変位が若干大きくなる。

次に3×3本ボックス配列杭 ($s/d=2.0$) での荷重分担率の推移を図-2.34に示す。

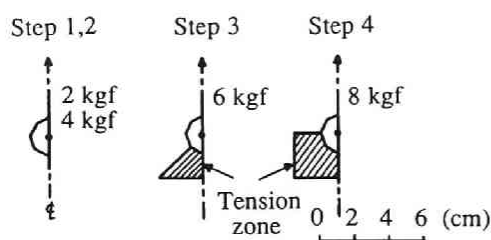


図-2.32 各荷重ステップで単杭に
生じる引張り領域

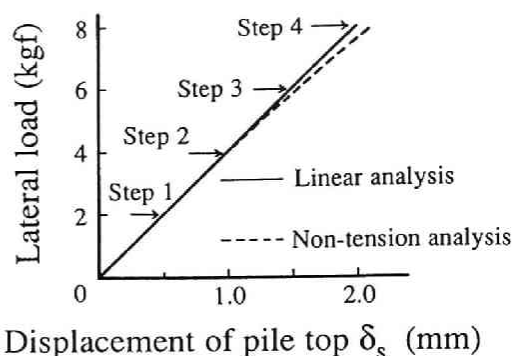


図-2.33 No-tension解析による
荷重～変位関係

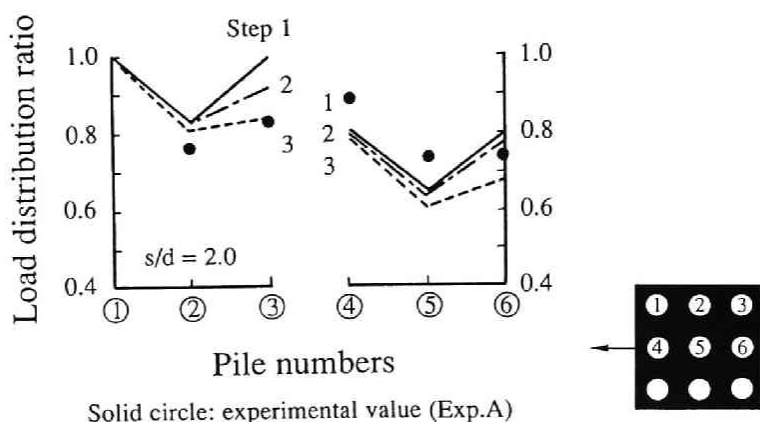


図-2.34 3×3本ボックス配列杭の荷重分担率の推移 ($s/d = 2.0$)

ステップ1では $\sigma_m < -0.01 \text{ kgf/cm}^2$ の規準を満たす引張り応力はまだ発生していないので、対称位置にある1と3杭および4と6杭の荷重分担率はそれぞれ等しいが、ステップが進むにつれて3杭と6杭の荷重分担率が下がってくる。そしてこれらの傾向は、模型実験の結果（図中の●印）とも比較的良く対応している。

このように、杭群後方での引張り応力の発生に制限を加えた解析では、弾性解と違って後列杭の荷重分担割合が低下する現象を、ある程度まで表現することができた。

第4節 結論

本章ではまず始めに、模型杭の杭中心間隔、杭本数、杭配置および杭剛性を数々に変化させた、中規模の水平載荷実験を実施した。杭頭はすべて回転自由の条件である。模型地盤はボイリング法で作成したが、均一地盤の再現性はかなり良好であった。各種の測定値の中から、杭頭変位と杭頭せん断力に着目して、群杭効率と荷重分担率に対する比較検討を行った。

簡便な解析法として、Randolphの解法（PIGLET）を取り上げた。これは単杭の水平載荷実験より地盤の弾性パラメータを推定し、その値を適用すると同時に、Mindlinの第二解に基づく影響係数を導入して、群杭の変位を求めようとするものである。実験結果とPIGLETによる解析より、以下の結論を得た。

- 1) 杭中心間隔、杭本数、杭配置および杭剛性は、群杭効率算定に当たって重要なパラメータであり、杭中心間隔が小さい範囲で同一配置ならば、杭本数が多いほど群杭効率は小さくなる。また杭配置に関しては、並列杭>直列杭>ボックス配列杭の順に群杭効率は小さくなる。さらに杭と地盤の相対剛性 E_p/G_s も重要な要因であり、 E_p/G_s が小さくなるほど群杭効率は大きくなる。
- 2) 杭と地盤の相対剛性を広範囲に変えた実験に対して、PIGLETによる群杭効率の計算値は、±30%程度の精度で実測値を推定し得る。しかし杭周辺地盤が塑性化して弾性論の適用範囲を越える場合が生じるためか、群杭効率や荷重分担率を説明できないケースもあった。

次に水平荷重が作用する群杭の挙動を明らかにするため、新たに開発した擬似3次元有限要素法（GPILE：地盤を層状パネルに分割して各パネル間をせん断ばねで結び、杭をはり要素で表す）を用いて、数多くの数値解析を行った。解析手法の妥当性を検証するために、模型実験の結果およびPIGLETと比較検討した。得られた主な結論は以下の通りである。

- 3) 新たに提案したGPILEの有用性が示された。すなわちまず水平力を受ける単杭の場合に、曲げモーメント分布の解析値は、PIGLETとよい一致を見た。また群杭の場合、群杭効果や荷重分担率について、PIGLETとの差はほとんどみられなかった。しかしGPILEは弾性解析であるから、模型実験との比較において明らかになったように、解析モデルの適用には限界がある。

- 4) 群杭の背面地盤内に発生する引張り領域については、杭間隔が広くなるほど引張り領域の規模が小さくなる。また各杭は単杭としての挙動に近づいて、荷重分担率は均等化される。
- 5) 荷重分担率の実験値の説明は、従来の弾性解では不可能であったが、No-tension 解析によればそれがある程度可能である。

次章では大型土槽を用いることによって、本章に示した模型実験と原型実験との中間的な杭の水平載荷実験を実施し、本章で検討した模型実験結果と比較するとともに、水平力を受ける群杭の問題に関してさらに考察を行う。

参考文献（第2章）

- 1) 西田 義親：杭基礎の水平支持力－文献資料と研究解説－，鋼管杭協会報告第1号，鋼管杭協会，1975.
- 2) 土質工学会編：杭基礎の設計法とその解説，1985，pp.471-481.
- 3) O'Neil, M. W. and Dunnavant, T. W. : An Evaluation of the Behavior and Analysis of Laterally Loaded Pile Groups, A Report to the American Petroleum Institute (PRAC 84-52), University of Houston-University Park, Research Report No.UHCE 85-11, 1985.
- 4) Randolph, M. F. : The response of flexible piles to lateral loading, Geotechnique, Vo.31, No.2, 1981, pp.247-259.
- 5) 柴田 徹・八嶋 厚・木村 亮：群杭の水平抵抗に関する模型実験(2)，京都大学防災研究所年報，第27号 B-2，1984，pp.77-85.
- 6) 柴田 徹・八嶋 厚・木村 亮：群杭の水平抵抗に関する模型実験(3)，京都大学防災研究所年報，第28号 B-2，1985，pp.97-110.
- 7) Shibata, T., Yashima, A. and Kimura, M. : Model Tests and Analyses of Laterally Loaded Pile Groups, Soils and Foundations, Vol.29, No.1, 1989, pp.31-44.
- 8) Shibata, T., Yashima, A., Kimura, M. and Fukada, H. : Analysis of Laterally Loaded Piles by Quasi-three-dimensional Finite Element Method, Proc. 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, A.A.Balkema, Vol.2, 1988, pp.1051-1058.
- 9) 柴田 徹・八嶋 厚・寺田 典夫：群杭の水平抵抗に関する模型実験(1)，京都大学防災研究所年報，第26号 B-2，1983，pp.35-44.
- 10) Poulos, H. G. : Behaviour of laterally loaded piles: II-pile groups, Jour. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM5, 1971, pp.733-751.
- 11) Randolph, M. F. : "PIGLET" A computer program for analysis and design of pile groups under general loading condition. Cambridge University Engineering Department Research Report, Soils TR91, 1980.
- 12) Poulos, H. G. and Randolph, M. F. : Pile group analysis : A study of two methods, Jour. of Geotechnical Engineering Division, ASCE., Vol.109, No.3, 1983, pp.355-372.
- 13) 久保 浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol.2，No.3，1964，pp.1-37.

- 14) 山肩 邦男：建築構造物のクイの水平抵抗，土と基礎，Vol.25，No.8，1977，
pp.7-14.
- 15) 玉置 修・三橋 晃司・今井 常雄：水平抵抗における群杭効果の研究，土木学会
論文報告集，No.192，1971，pp.79-89.
- 16) 足立 義雄：くい基礎の静的水平抵抗に関する実験的研究，土木研究所報告，1974，
pp.51-149.
- 17) 斉藤 彰・三浦 勇七・若松 精次・小沢 良夫・村上 秀平：群グイの水平方向
支持力の低減について，第22回土質工学シンポジウム，土質工学会，1977，
pp.329-334.
- 18) 田蔵 隆・中桧 新・清水 勝美・木全 宏之・時田 秀往・古川 禎一：2次元
有限要素法による群杭基礎構造物に対する新しい解析手法の提案，第19回土質工学
研究発表会講演集，2-1，1984，pp.725-732.
- 19) Banerjee, P. K. and Driscoll, R. M. : Three-dimensional analysis of raked pile groups, Proc.
Instn Civ. Engrs, Part 2, 61, 1976, pp.653-671.
- 20) Duncan, J. M. and Chang, C. Y. : Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Jour. of
Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.96, No.SM5, 1970, pp.1629-1653.

第3章 大型土槽を用いたボックス配列群杭の模型実験と PIGLETによるケーススタディー

第1節 序論

前章では、水平力を受ける群杭の模型実験において、杭と地盤の相対剛性を広い範囲で変えるように配慮した、直径2cm、杭長80cmのモデル杭を用いた中型模型実験の結果を示し、考察を加えた。一般に模型実験は、同一の目的や実験条件に対して数多くの要因を変化させ、その要因間の関係を抽出できるので有効な手段ではあるが、実験結果から直接実際の杭基礎の挙動を評価できない欠点がある。

そこで本章では、大型土槽を用いることによって、小規模の模型実験と原型実験との中間的な杭の水平載荷実験を実施し¹⁾²⁾³⁾、前章に示した中型模型実験の結果と比較検討した。つまり模型実験と原型実験の関係をより明確にし、前章の図-2.1の研究アプローチの流れをスムーズにすることを目的としている。本実験で用いた模型杭は、直径 $d = 16.52\text{cm}$ 、杭長 $L = 4.45\text{m}$ 、肉厚 $t = 3.8\text{mm}$ の鋼管で、単杭とボックス配列杭に対して実験を行った。以後本実験を大型模型実験と呼ぶ。

本研究での比較項目は、杭頭部の挙動に着目した群杭効率と荷重分担率に関してであり、最近報告されている群杭の水平抵抗に関する実験の結果（大型模型実験・遠心力模型実験・現場実験）を参照し、模型実験結果から示唆される定性的な結果を考察する。

また現在の道路橋関係の設計法では、群杭基礎に作用する水平力は特殊な場合を除いて杭体だけで抵抗するとされているが、実際はフーチングの根入れがある場合、フーチング前面および側面の抵抗も無視しえないと思われる。そこで群杭基礎は、杭とフーチングの協同作業により水平力に抵抗するという考えに基づき、それらの荷重分担を求める実験も合わせて実施した。

大型模型実験の結果は、前章で示したPIGLETを用いて解析された。ここでPIGLETを用いた理由は、GPILEと比較して計算手法が非常に簡便で、前章に示したように弾性範囲の挙動解析ならば有限要素法から計算した結果と大きな違いがなかったことによる。また本章では、PIGLETの実大群杭への適用を図るため、模型群杭のオーダーでケーススタディーを行い、群杭基礎設計法について2、3の考察を行った。

第2節 大型土槽を用いたボックス配列群杭の大型模型実験

2. 1 大型模型実験の概要

2. 1. 1 実験装置

本実験に用いた実験土槽は、図-3.1(a)に示すように、内り6m×4m、深さ5mのコンクリート製の大型土槽である。模型杭は、図-3.1(b)に示すように、杭長 $L=4.45$ m、杭径 $d=16.52$ cm、肉厚 $t=3.8$ mmの鋼管杭で、杭体には曲げゲージを7点、またフーチング底面下10cmに杭体に作用するせん断力を測定するためのせん断ゲージを貼りつけた。杭配置は単杭とボックス配列杭で、杭本数は1, 4, 9本の3種類とした。

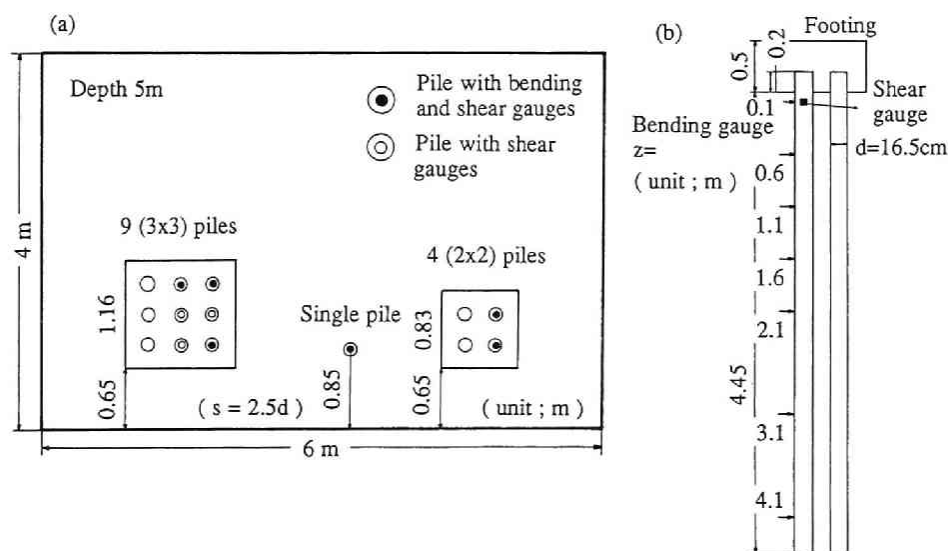


図-3.1 大型土槽と模型杭

群杭の杭頭条件は、高さ50cmのフーチング内に杭頭を20cm入れることによって固定条件とした。フーチング端から近接する杭中心までの距離は、すべての場合杭径の1.5倍とし、フーチングはあらかじめ厚さ5mmの鉄板を所定の箱型に形成しておき、1日強度 400kgf/cm^2 に配合したコンクリートの中に充填した。また杭先端は、土槽底面に杭先端固定キャップをアンカーボルトで固定した。

水平載荷実験は、図-3.2に示すように土槽の側壁を反力壁として、フーチングの中心高さ(25cm)に載荷する。載荷ステップは、杭1本当たり100kgfずつ載荷し、300kgf、

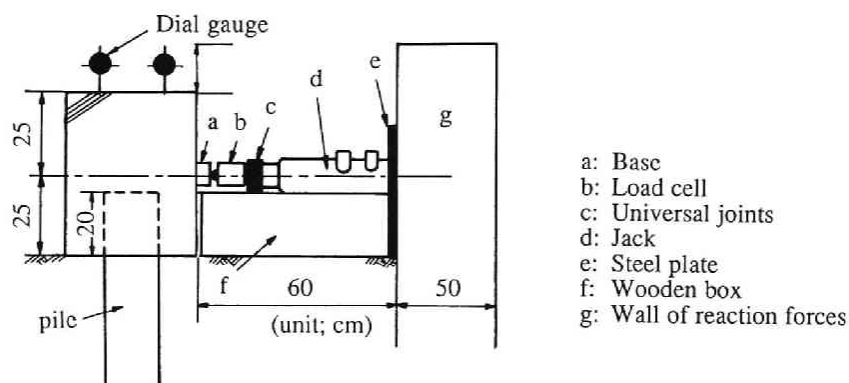


図-3.2 水平載荷装置

600kgfで除荷し再載荷する一方向多サイクル方式とした。載荷方法は、20tf用油圧ジャッキにより、球座、ロードセル、台座を通してフーチングに水平載荷する。測定項目は、各ゲージの値、フーチングの鉛直変位（2点）、水平変位（2点、載荷位置と同じ高さ25cm）である。

2. 1. 2 実験の種類と手順

水平載荷実験は、パラメータを杭本数（1本、4本、9本）、杭中心間隔 s （2.0 d 、2.5 d ）、フーチングの抵抗条件（前面土圧無し、有り）とし、表-3.1に示すように12種類の実験を実施した。ここでフーチング前面土圧有りという実験（ケース1）は、フーチングの根入れを考慮した実験である。

図-3.3に示すように現在の道路関係の設計法では、杭基礎に作用する水平力 H は原則として杭体で抵抗させ、フーチング前面、側面、底面の抵抗は無視している。底面は沈下により空隙ができる可能性があり、抵抗を積極的に期待できないが、根入れの影響は大きく、フーチングも水平力を分担しているはずである。そこで右側に示すようにフーチング前面に土の無い場合と、前面に土を盛り土圧の抵抗を期待した場合の実験を行った。この場合、図-3.4に示すようにフーチング前面に土圧計を4個挿入し、前面に作用する土圧を測定した。土圧有りの実験は、土圧無しの実験後新たに砂を前面にだけ投入し、同一地盤で再び載荷した。以下図-3.3に示すようにフーチング前面に土の無い場合の実験と、前面に土を盛り土圧の抵抗を期待した場合の実験をそれぞれケース1、

表-3.1 実験の種類とフーチング前面土圧の有無

Ground type	s/d	Arrangement of piles	Free standing length (h)	Footing condition (Dimension, Weight)
A		Single pile	0 cm	Case-1 (50cm x 50cm, 330kgf)
A		Single pile	4 cm	Case-2 (50cm x 50cm, 330kgf)
A	2.0	2 x 2 piles	0 cm	Case-1 (83cm x 83cm, 860kgf)
A	2.0	2 x 2 piles	4 cm	Case-2 (83cm x 83cm, 860kgf)
A	2.0	3 x 3 piles	0 cm	Case-1 (116cm x 116cm, 1665kgf)
A	2.0	3 x 3 piles	4 cm	Case-2 (116cm x 116cm, 1665kgf)
B		Single pile	4 cm	Case-1 (50cm x 50cm, 330kgf)
B		Single pile	4 cm	Case-2 (50cm x 50cm, 330kgf)
B	2.5	2 x 2 piles	4 cm	Case-1 (91cm x 91cm, 1064kgf)
B	2.5	2 x 2 piles	4 cm	Case-2 (91cm x 91cm, 1064kgf)
B	2.5	3 x 3 piles	4 cm	Case-1 (132cm x 132cm, 2203kgf)
B	2.5	3 x 3 piles	4 cm	Case-2 (132cm x 132cm, 2203kgf)

Case-1; Excluding earth pressure in front of the footing

Case-2; Including earth pressure in front of the footing

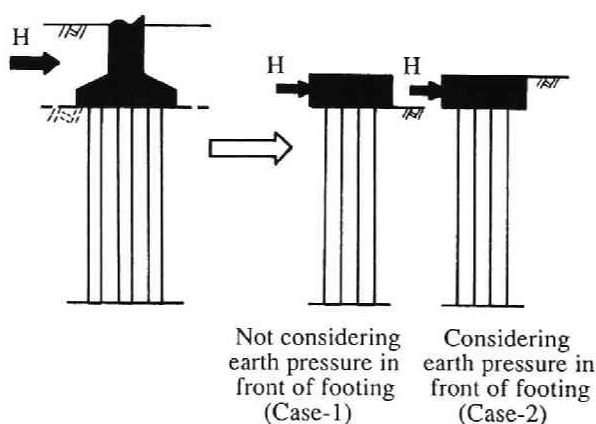


図-3.3 フーチング前面の土圧の影響

ケース 2 と略称する。

写真-3.1に示すように本実験では、杭を土槽内に建て込んだあと地盤を作成するので、打ち込み杭ではなく埋め込み杭を想定している。杭の建て込みは、図-3.5に示す

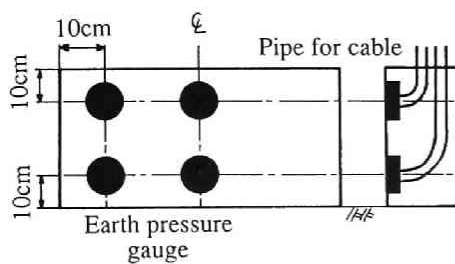


図-3.4 フーチング前面の
土圧計の配置

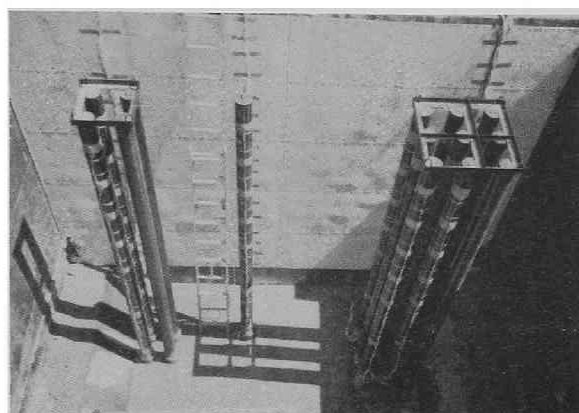


写真-3.1 大型土槽内での杭の建て込み

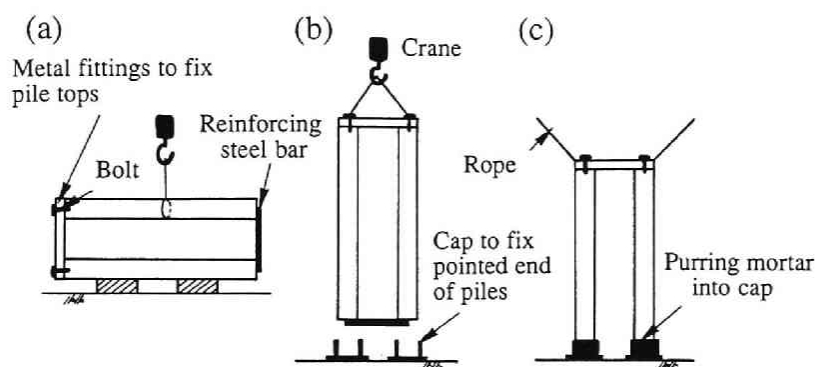


図-3.5 杭体の土槽内への建て込み手順

ように以下の手順を繰り返して1, 4, 9本杭を土槽内に建て込んだ。

- 1) ゲージの位置を確認し、杭をクレーンで水平につりながら、杭頭をあらかじめ作成しておいた杭頭固定金具にボルトで接合する。ボルトを締め終わった段階で、杭先端を鉄筋で図中下側の杭と溶接する（図-3.5(a））。
- 2) すべての杭を水平に固定したあと、杭頭固定金具をクレーンで土槽内につりこむ。土槽底には杭先端固定キャップ（ $d=19.07\text{cm}$, $t=5\text{mm}$ の鋼管杭を長さ18cmに切ったもの）をアンカーボルトで所定の位置に固定しておく。杭先端を固定した鉄筋を切って、キャップの中に群杭を静かにおろす（図-3.5(b））。

3) 各杭が鉛直に保たれていることを確認したのち、杭頭金具につけたロープで群杭を固定し、キャップ内にモルタルを注入する（図-3.5(c））。

実験は、杭の建て込み、地盤の作成、フーチングの作成、コーン貫入抵抗の測定、水平載荷実験、砂出し、杭の撤去という流れにしたがって実施し、杭中心間隔 $s = 2.0 d$ と $2.5 d$ の実験をそれぞれ 1 サイクルとした。

2. 1. 3 地盤作成方法と物性値

本模型実験の地盤材料には 5 号硅砂を用いた。粒径加積曲線を図-3.6 に示す。5 号硅砂の物性値は、 $D_{50} = 0.36\text{mm}$ 、 $U_c = 1.34$ 、 $\gamma_{\max} = 1.62\text{gf/cm}^3$ 、 $\gamma_{\min} = 1.29\text{gf/cm}^3$ 、 $e_{\max} = 1.02$ 、 $e_{\min} = 0.63$ 、 $G_s = 2.66$ である。

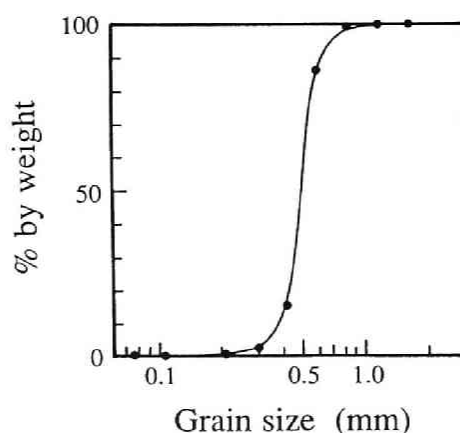


図-3.6 地盤材料の粒径加積曲線（5号硅砂）

土槽が小さい場合には、前章で示したように模型地盤をボイリングさせて均質な地盤を作成できる。しかし本実験では、地盤の土量が 120m^3 と大規模であり、地盤を締固める方法によると、群杭間の土の状態が一定にならず、仕事量が120人時間と多大な労力を要する。そこで本実験では、図-3.7 に示す大型の多重ふるいを作成し、ふるいによる地盤作成方法を採用した。この多重ふるいによると、仕事量は30人時間に短縮できる。

多重ふるいは、高さ1.5m、幅1.7m、奥行き5.3mで、内部に3段のふるいを取り付け、レール上を走行し土槽上を移動できる。ふるいの材質は熔接金網で、形状は正方形網目である。予備実験の結果網目寸法は、上段から7.5cm、5.0cm、5.0cm、熔接金網の線形

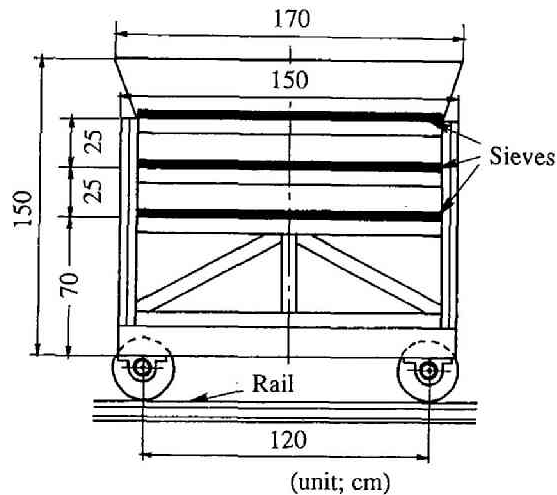


図-3.7 大型の多重ふるい装置

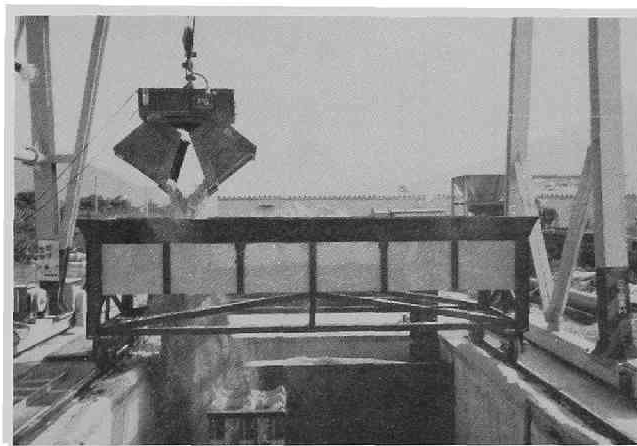


写真-3.2 大型多重ふるいとバケットによる地盤作成

は、それぞれ4.0mm, 3.2mm, 3.2mmとした。

地盤材料を土槽内に投入および搬出する場合は、写真-3.2に示すように、自走式の門型クレーンに取り付けられた電動クラムシェルバケットを用いた。このバケットの1回の運搬量は、最大0.6 m^3 である。図-3.8に示すように多重ふるいを移動させながら、地盤材料が一ヶ所に片寄らないように投下し、1ステップのまき出し高さは、50cmとした。地表面は、とんぼとスコップで地盤を平坦にしたのち、バイプロプレートで一定の締固め度で締固める。鉄板で作成したフーチング外枠内に、コンクリートを打設した実

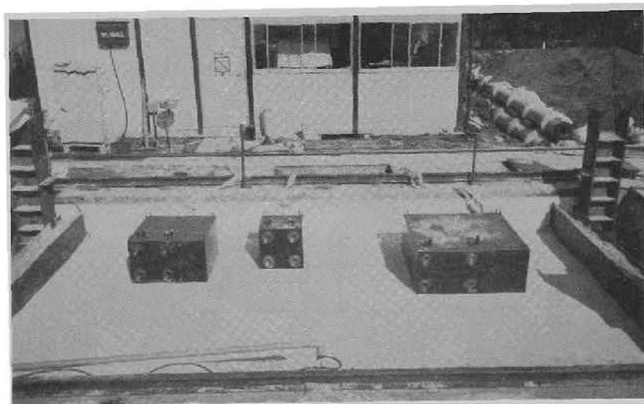


写真-3.3 フーチングと模型地盤

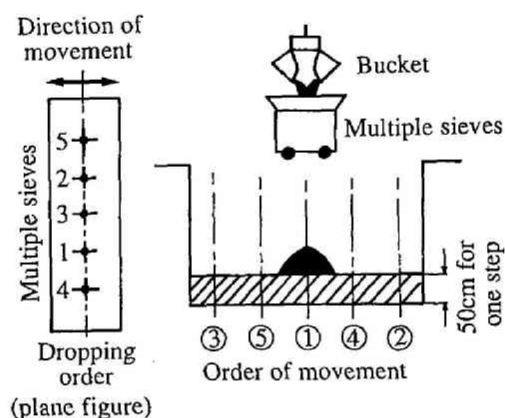


図-3.8 多重ふるいを用いた地盤材料の投入方法

験実施前の状態を写真-3.3に示す。

地盤の作成時に埋め込んだ計量カップと、直径20cm、高さ20cmの円柱モールドによって計測した含水比、間隙比の結果から、模型地盤の含水比は深さによらず5～10%で、相対密度 D_r は0～30%であった。

杭中心間隔 $s = 2.0 d$ のサイクルの地盤（以後 $s = 2.0 d$ の地盤をA地盤、 $s = 2.5 d$ の地盤をB地盤と略称する）に対して、実験前に実施したオランダ式2重管コーン貫入試験結果を図-3.9に示す。試験位置は、図中に示すとおりである。白抜き記号は、壁面に近い地盤の貫入抵抗値であるが、黒記号に比べて2mより深い部分で抵抗が小さくなっている。これは地盤作成段階で多重ふるいによって、壁面近くの地盤を正確に作成する

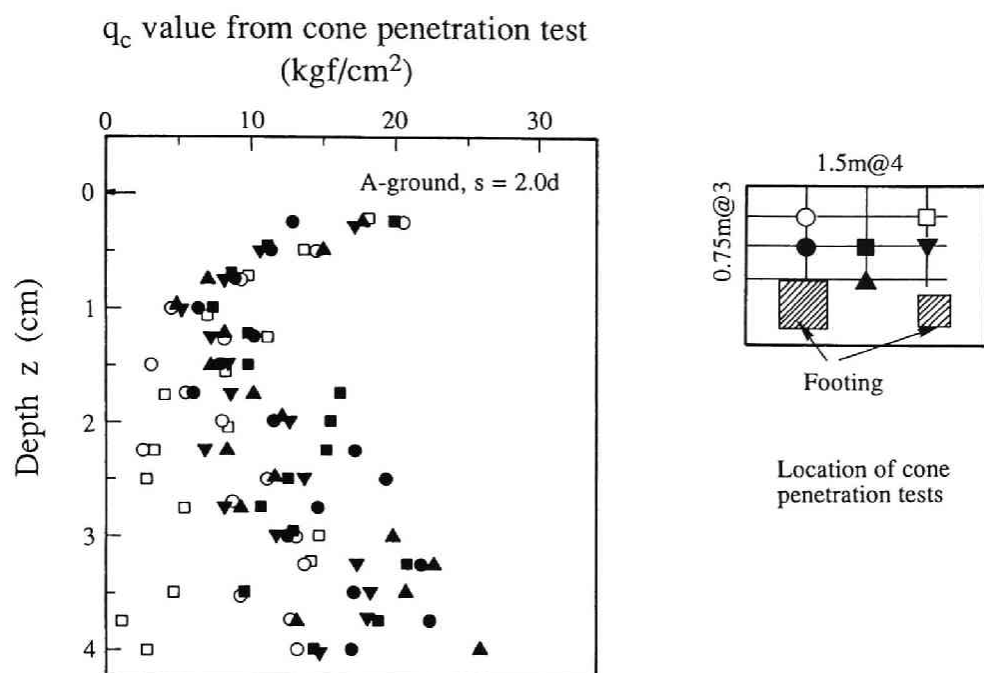


図-3.9 オランダ式2重管コーン貫入抵抗値の分布

ことが難しかったためである。模型杭も壁面に近接しているので、深い部分では杭の前面と後面で地盤定数に違いが生じている可能性はある。黒記号だけに注目すると「く」の字型をした q_c の分布となっている。図は省略するが、 $s = 2.5d$ のB地盤に対しても同様の傾向であった。実験の規模を考えれば、多重ふりいによる地盤作成法により、杭の水平抵抗挙動に大きな影響を与える地表面近傍は、かなり均一な地盤が作成できた。

2. 2 実験結果および考察

2. 2. 1 群杭効率

ここでは、フーチングが根入れされていないケース1の群杭効率について、結果を示し考察を加える。以後の実験結果は、特に断りのないかぎり、杭1本当当たりの平均水平力を H^* とし、 $H^* = 600\text{kgf}$ 作用時（再載荷）の杭の挙動について考察する。

図-3.10は杭中心間隔 $s = 2.0d$ における、杭本数による荷重～変位関係の違いを表した図である。図から杭1本当当たりの作用荷重が同じならば、杭本数が多くなるほど変形

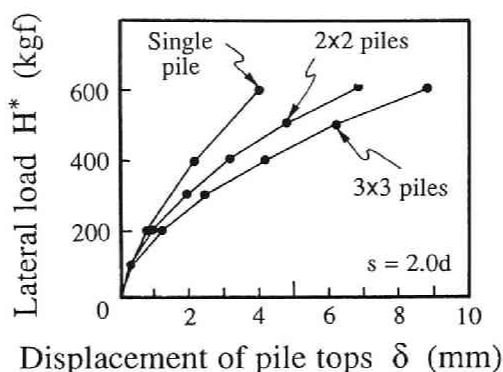


図-3.10 杭本数による荷重～変位関係の違い ($s = 2.0d$)

は大きくなり、前章の結果や従来からの模型結果⁴⁾と同じ結論が導かれる。ここで単杭は杭頭自由の条件であるが、2×2、3×3本ボックス配列杭は杭頭固定に近い状態になっていることに注意を要する。杭頭自由の方が固定より同じ作用荷重での変形量は大きく、杭頭固定という仮想的な条件で単杭の載荷実験を実施したとすれば、曲線は左にシフトし、林-Changの式⁵⁾では地表面杭頭変位量は1/2となる。

杭頭の固定条件をチェックするために、フーチングの回転角をフーチングの鉛直変位から計算した結果を図-3.11に示す。図から杭本数が増えるほど、また杭中心間隔が大きくなるほど回転角は小さく、ボックス配列杭の固定条件は、杭頭剛結の回転自由という半固定状態にあったといえる。前章で示した中型模型実験の場合は、処理のしやすさから群杭の実験をも杭頭自由の条件とすることが可能であったが、規模が大きくなれば杭頭自由の群杭実験は、杭頭の処理上難しくなる。本実験のように杭頭固定といっても、少なからず杭頭が回転自由な状態で、固定条件の載荷実験を実施していることに注意を要する。

本研究では、前章の式(2-6)に示したように、単杭と群杭に各1本当たり平均して同じ荷重 (H^*) が作用するときの、再載荷時の変位増分量をもって群杭効率 e を定義している。本実験のようにボックス配列杭の各ケースの固定度が違う場合、厳密な議論はできないが、杭頭が回転拘束された固定杭として、表-3.2に再載荷時の水平力載荷点変位と群杭効率を示す。表中には前章で示したRandolphの解法 (PIGLET) による変位の計算結果を合わせて示した。PIGLETの解析結果は、 $s = 2.0d$ の場合は実験値を若干小さく、またそれとは逆に $s = 2.5d$ の場合は大きく推定している。しかしながらPIGLET

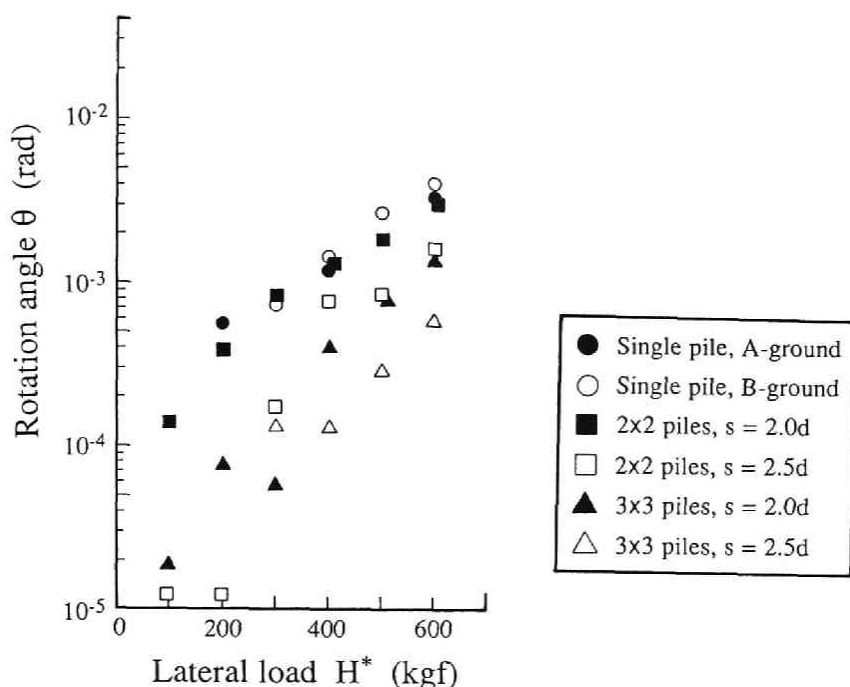


図-3.11 フーチングの回転角と水平力の関係

表-3.2 再載荷時の変位増分量と群杭効率

		2 x 2 piles s = 2.0d	2 x 2 piles s = 2.5d	3 x 3 piles s = 2.0d	3 x 3 piles s = 2.5d
Displacement δ_g mm ($H^* = 600$ kgf) ($\delta_s = 1.90$ mm, Fixed condition)	Exp.	6.06	3.42	6.39	4.19
	PIGLET	4.58	3.50	5.71	4.68
Efficiency of pile group e		0.31	0.53	0.30	0.44

は、大型模型実験の結果をも定量的に表現可能であるといえる。

前章の杭径 $d = 2\text{cm}$ の中型模型実験結果と比較した、群杭効率と杭中心間隔比 s/d の関係を図-3.12に示す。ただし、図(a)、図(b)はそれぞれ 2×2 、 3×3 本ボックス配列杭の結果を表している。中型模型実験の縦線は4回実施した結果の幅を示し、プロット点はその平均値を示す。また図中には、遠心模型実験と現場実験の結果も合わせて示した。遠心模型実験⁹⁾は、砂地盤中の $d = 1.0\text{m}$ の杭を想定し、群杭効率を杭頭固定状態の荷重変位曲線の初期勾配から求めた、逆算 k 値の比として推定している。また現場実験⁷⁸⁾は、杭径 $d = 1.2\text{m}$ 、杭長 $L = 26\text{m}$ の場所打ちベント杭で、杭頭の回転を拘束して完全固定状

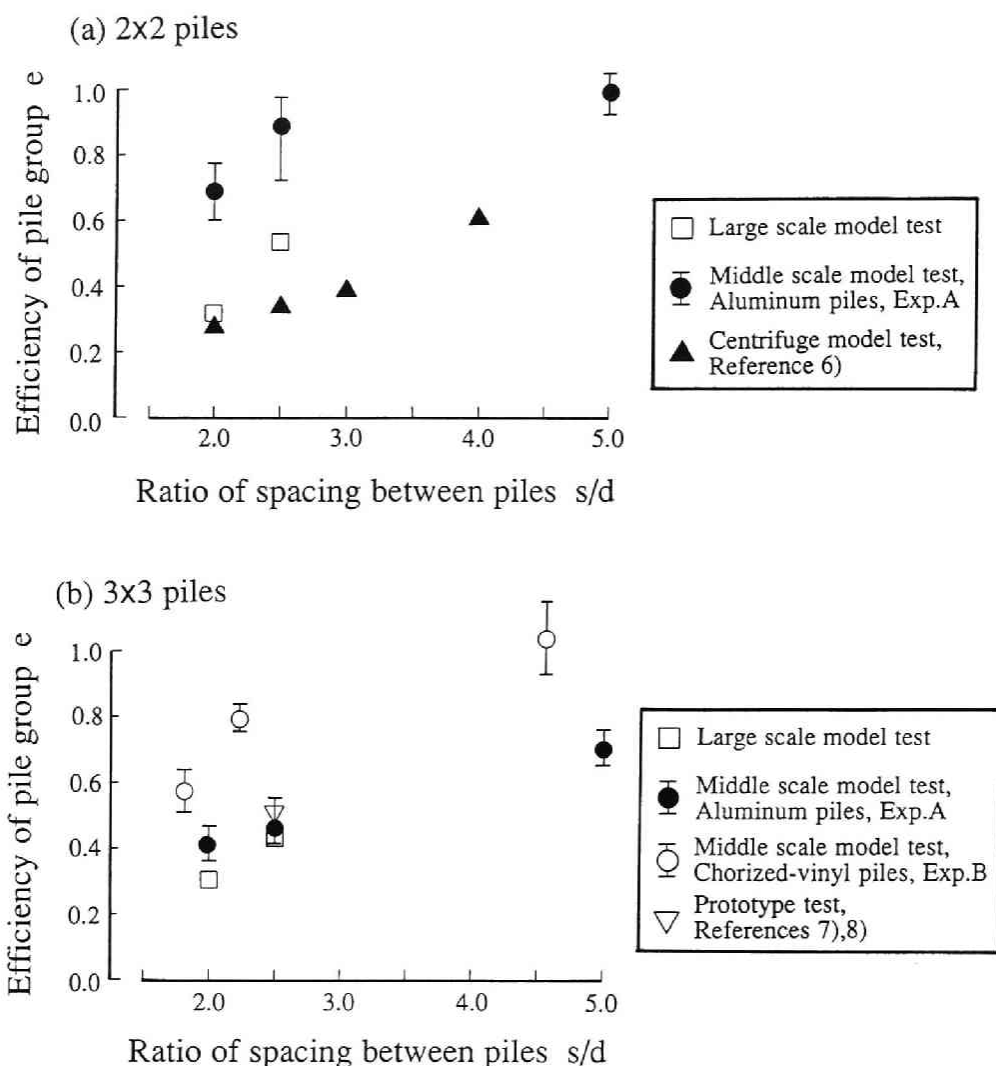


図-3.12 群杭効率と杭中心間隔比の関係

(a) 2×2本ボックス配列杭, (b) 3×3本ボックス配列杭

態で単杭の載荷実験を実施し、杭頭固定条件を合せて、群杭と単杭の変位量の比として求めたものである。なお現場実験は、3×5本ボックス配列杭であるが、並列状態にある杭の影響は小さいとして、3×3本ボックス配列杭の実験結果と同一図面上にプロットした。図から大型模型実験・中型模型実験・遠心力模型実験の間で、杭間隔が小さくなるほど群杭効果が現われ、支持力は低減するという定性的傾向は一致している。

2. 2. 2 荷重分担率

杭頭に貼ったせん断ゲージの値から杭に作用するせん断力を求め、各杭の和をとると各ケースとも載荷した水平力との誤差は最大±5%であり、実験の精度は良好であった。

図-3.13に3×3本ボックス配列杭の各杭に作用する荷重分担率を示す。各杭に図に示す番号付けを行い、縦軸は1番の杭に作用するせん断力を1としたときの、各杭の分担率を表している。載荷方向に対して後方に位置する杭ほど荷重分担は小さく、この結果は前章の図-2.34と一致している。また図から $s=2.0d$ と $s=2.5d$ では、分担率に顕著な差は見られないが、杭間隔を広くするほど分担割合の差は小さくなる。図には同程度の規模の実験として、砂質地盤内の鋼管杭の大変形水平載荷模型実験 ($d=10.16\text{cm}$, $t=11.75\text{mm}$, $L=5.0\text{m}$)⁹⁾¹⁰⁾の、3×3本ボックス配列杭の荷重分担率も▲印で合せて示す。プロット点は各杭の平均杭頭せん断力が3tf時の値で、杭体の変形がかなり進んだ状態の荷重分担率である。

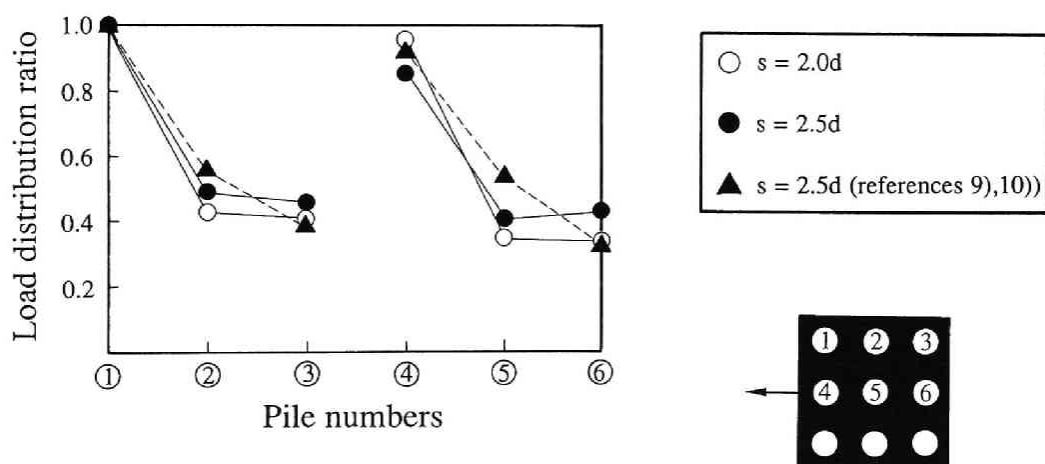


図-3.13 3×3本ボックス配列杭の荷重分担率

各杭の荷重分担は、荷重レベルによっても大きく変化すると考えられる。図-3.14は横軸に杭1本当たりの作用荷重 H^* をとり、2×2本ボックス配列杭の作用荷重による後列杭の荷重分担の推移を示す。ただしプロット点は、前列杭を1とした場合の後列杭の分担率を表す。図にはケース1とケース2の結果をそれぞれ示しているが、作用荷重が大きくなるほど後列杭の分担割合は小さくなる。また荷重レベルによらず同一のケース

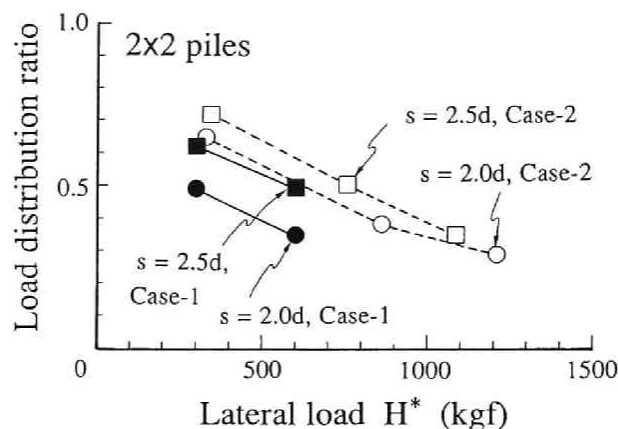


図-3.14 2×2本ボックス配列杭の作用荷重による荷重分担率の推移

の実験では、杭中心間隔が大きいほど、小さい場合と比較して後列杭の荷重分担は大きくなる。

今回の実験は、ある程度原型実験に近い模型実験を実施している。現在の設計では、斜杭の無い場合、各杭の荷重分担は等しく計算されるが、図-3.13のように後列杭はかなり小さな荷重しか受け持たず、前列杭に大きな負担がかかるものと考えられる。群杭中の各杭の荷重分担については、次章でさらに2本群杭を対象にした模型実験を実施し、詳細に検討する。

2. 2. 3 杭とフーチングの荷重分担率

フーチングが根入れされており、前面の土圧が期待できるときのフーチングと杭の荷重分担率について考察する。図-3.15は3×3本ボックス配列杭 ($s = 2.5d$) の結果を示している。図は上から(a) $\delta \sim H$ 関係、(b) $F \sim H$ 関係、(c) $\sum H_i/H \sim H$ 関係である。ここで、各記号はそれぞれ

H ：群杭に作用する全水平力、

F ：フーチング前面に作用する土圧の合力、

H_i ：各杭に作用する水平力、

を表す。フーチング前面に作用する土圧は、深いほど大きい、土圧の合力 F は、4 個の土圧計の測定値を単純に平均して前面の面積をかけ推定した。杭基礎は、 $\sum H_i$ と F で

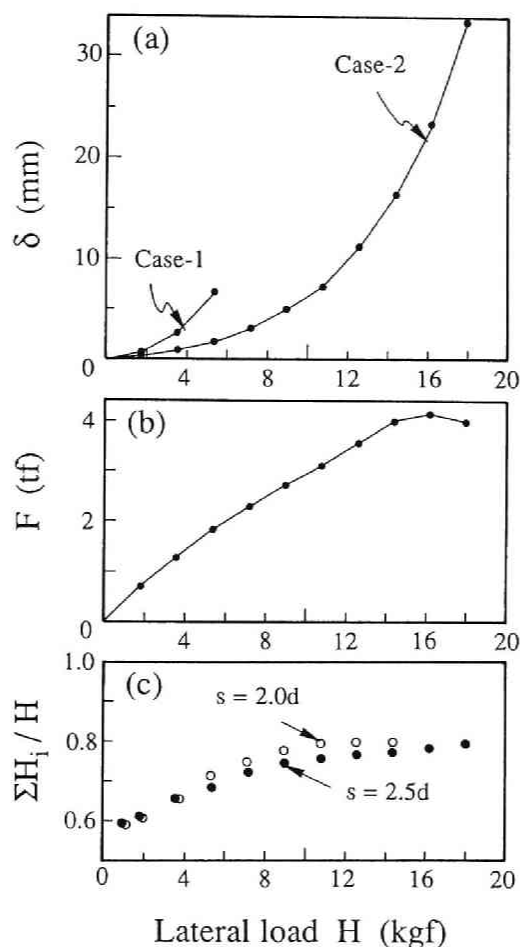


図-3.15 3×3本ボックス配列杭のフーチングと杭の荷重分担率

H に抵抗することになるが、こうして求めた土圧の合力 F を用いても各荷重段階で、 $\sum H_i + F \div H$ となった。図-3.15(a)(b)(c)の各図より以下のことが読み取れる。

- 1) 図(a)の $\delta \sim H$ 関係には、フーチングの抵抗が無い場合の結果も合わせて示すが、根入れの効果により変形はかなり抑えられる。
- 2) 図(b)の $F \sim H$ 関係と図(a)から、前面土圧が極限状態に近くなると杭基礎の変形は急激に進行する。
- 3) 図(c)の $\sum H_i / H \sim H$ 関係より、 H が増加するにしたがって徐々に杭の分担割合は増加するが、3×3本ボックス配列杭で60～80%しか受け持たない。図(c)には参考のため $s = 2.0d$ の結果も合わせて示した。

2. 2. 1 に示した文献7), 8)の場所打ちペント杭を用いた現場水平載荷実験 (3×5 本ボックス配列杭, $d=1.2\text{m}$, $L=26\text{m}$, フーチング根入れ4.7m, 幅14.5m) は, 杭とフーチングの荷重分担を原型杭で計測した貴重な実験で, フーチング前面に設置した17個の土圧計の値から, フーチング部の荷重分担は全水平荷重の20%という計測結果を得ている. 文献11)の中にも, 基礎根入れ部と杭の荷重分担に関する詳細な結果がまとめられているが, 群杭効率を考慮する場合は, ある程度フーチング抵抗を考慮すべきであろう. 逆に言えば, フーチングの根入れ効果を考慮できないような場合の群杭基礎は, その群杭効果より変位量が設計値より大きくなり危険側となる.

2. 2. 4 モーメント分布

本実験では, 図-3.1に示したように, 深さ方向に7点曲げゲージを貼り, 杭体の曲げモーメント分布を求めている. 群杭による地盤内のモーメント分布の例として図-3.16に2×2本ボックス配列杭の結果を示す. ここに図(a)(b)は $H^*=600\text{kgf}$ 作用時のモーメント分布で, 図(a)は $s=2.0d$, 図(b)は $s=2.5d$ の結果である. また図(c)(d)は $s=2.0d$ の場合の $H^*=100\text{kgf}$ から 600kgf までのモーメント分布の推移を示したもので, 図(c)が前方杭 (載荷方向に対して前方に位置する杭), 図(d)が後方杭 (載荷方向に対して後方に位置する杭) のモーメントを示す. 図から以下のことが読み取れる.

- 1) 図(a)と図(b)より, 1番杭 (前方杭) と2番杭 (後方杭) の挙動を比較すると, 荷重分担の違いから1番杭に作用する荷重が大きいので, 地表面から2m付近までのモーメントには差が生じる. また1番杭の方が2番杭よりも最大曲げモーメントが大きく, 最大曲げモーメントが生じる位置は2番杭の方が深くなり, 従来の室内小規模模型実験の結果¹²⁾¹³⁾と一致する.
- 2) 図(c), (d)より, $H^*=500\text{kgf}$ 作用時までは地表面を除いて, 1番杭と2番杭のモーメントの絶対値に差はみられない. またプラス側のモーメント最大値の発生位置は, 荷重の増加と共に深くなる傾向がうかがえる.
- 3) 図(a)と図(c)(d)を比較すると, フーチング前面土圧が有る場合のモーメント分布は, 図(c)(d)の $H^*=300\text{kgf}$ 作用時のモーメント分布と類似している.

2. 2. 5 地盤反力分布

一般に杭に発生する曲げモーメント分布を2回微分すると, 杭に作用する地盤反力を

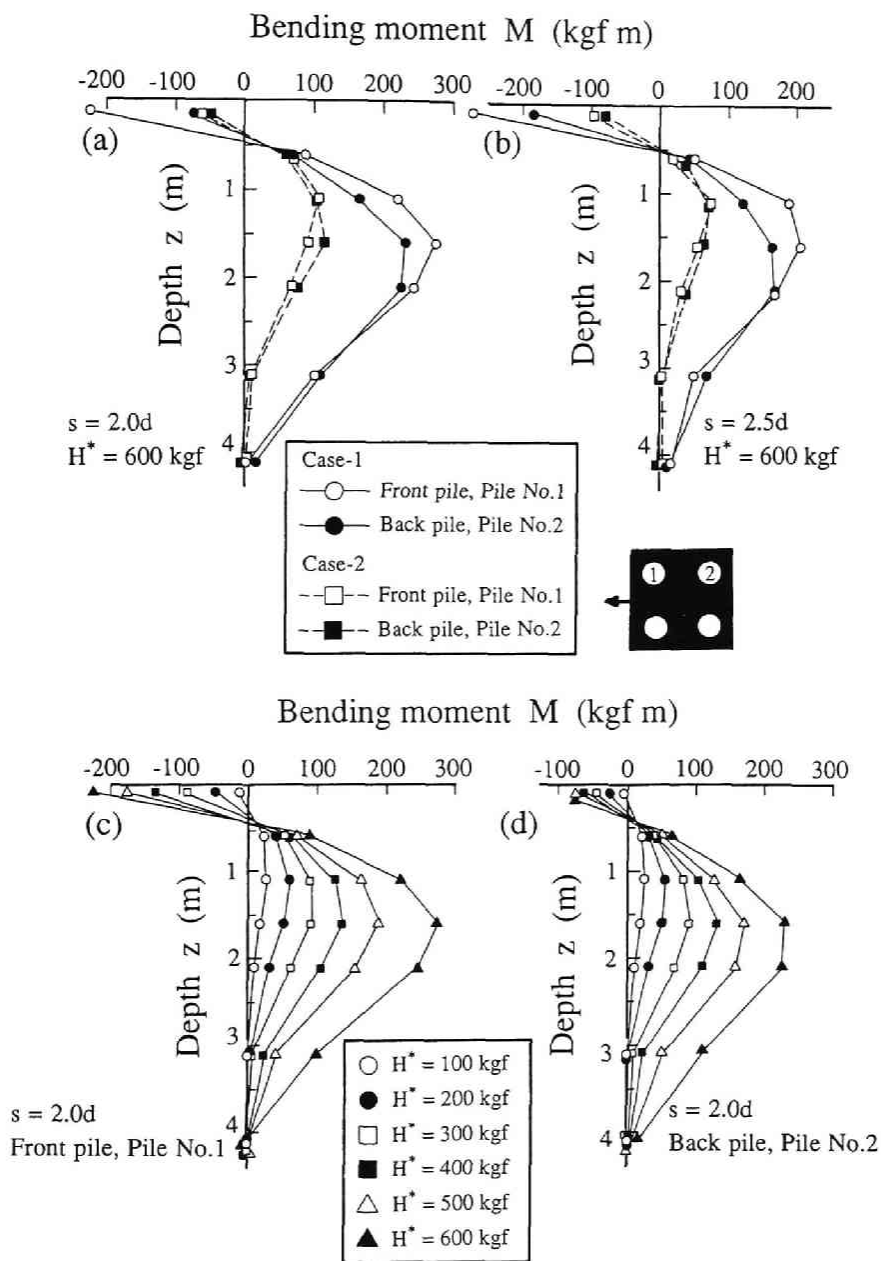


図-3.16 2×2本ボックス配列杭のモーメント分布
 (a) $s = 2.0d$ ($H^* = 600 \text{ kgf}$), (b) $s = 2.5d$ ($H^* = 600 \text{ kgf}$),
 (c) 前方杭の推移 ($s = 2.0d$), (d) 後方杭の推移 ($s = 2.0d$)

求めることができる。できるかぎり正確な値を求めるために、曲げモーメント分布を 3

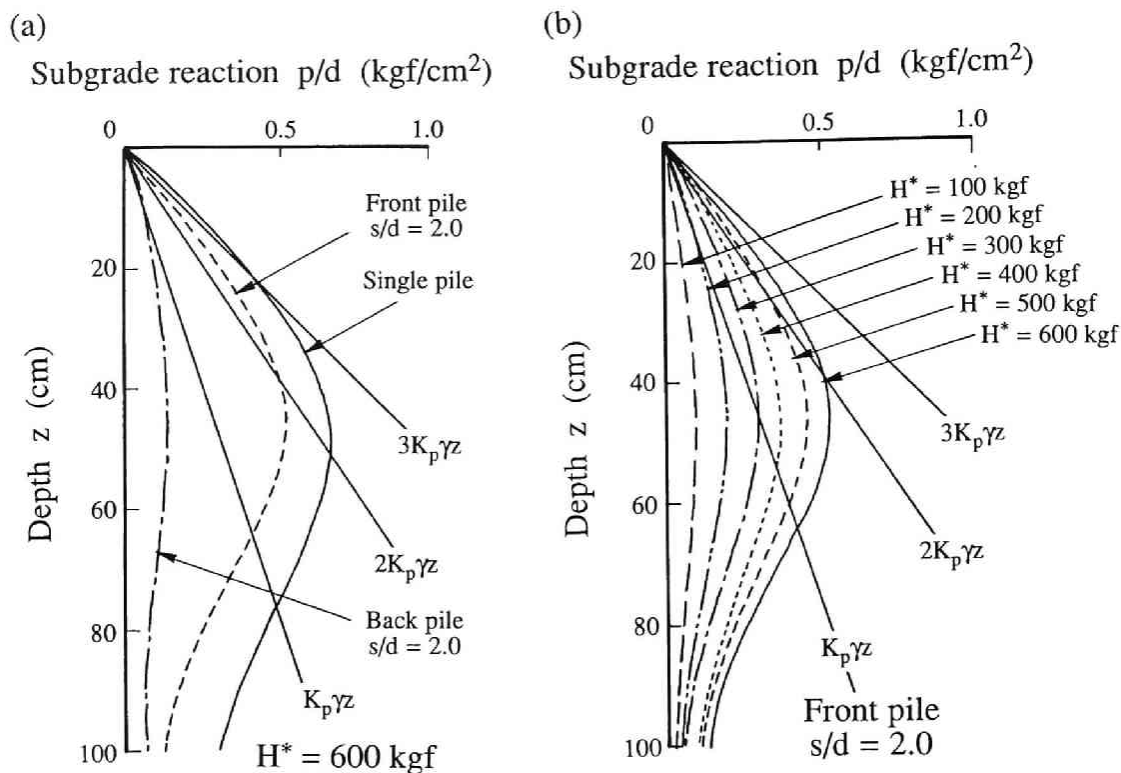


図-3.17 2×2本ボックス配列杭の地盤反力分布 ($s = 2.0d$)

(a) 前列杭と後列杭($H^* = 600$ kgf), (b) 前方杭の推移

次スプライン関数で補間し、それを微分することにより杭体に働くせん断力分布を求める。このせん断力分布を再び3次スプライン関数で近似し、再度微分を行うことにより、地盤反力を計算した。ただし地表面の地盤反力はゼロとして計算を実施している。

図-3.17に上記の手法で求めた、2×2本ボックス配列杭の地盤反力分布 ($s = 2.0d$)を示す。図(a)は、 $H^* = 600$ kgf作用時の前列杭、後列杭および単杭の地盤反力分布を比較したもので、図(b)は作用荷重の増加による前列杭の地盤反力分布の推移を示したものである。図中には、クーロンの受働土圧 $K_p\gamma z$ の分布も合わせて示した。前列杭と単杭とは同程度の地盤反力をとるが、後列杭の地盤反力は、前列杭の40%程度である。また図(b)に示すように、荷重の増加とともに前列杭の地盤反力は増大するが、地表面近傍では $K_p\gamma z$ の2～3倍程度に収斂する。図は省略するが、後列杭では荷重の増加によって地盤反力はあまり変化せず、図(a)に示した値と同じ値をとった。以上のようにボック

ス配列杭では、杭前面の地盤反力が前方杭と後方杭で異なり、後方杭では単杭と同じ地盤反力が期待できないため、群杭効果が現れると考えられる。

第3節 PIGLETを用いたケーススタディー

本節では、実地盤に高架橋基礎として実大群杭が施工された場合を想定し、PIGLETを用いたパラメトリックスタディーを行った。つまり図-2.1に示した群杭研究のアプローチ法の中で、PIGLETが中型および大型模型実験の杭頭変位を概ね定量的に説明し得た（cの流れ）ので、次にdの流れに従い実物大の群杭に対して適用を試みた。

ケーススタディーでは、地盤条件（C型とS型）・杭中心間隔・杭本数・杭配置・杭頭固定条件等を種々に変化させて解析を実施した。以下にその中から、2、3の結果を示す。

3. 1 ケーススタディーの方法

まず実物杭のディメンジョンは、図-3.18に示すように杭径 $d = 1.5\text{m}$ 、杭長 $L = 30\text{m}$ であり、杭の有効ヤング率は場所打ちコンクリート杭を想定し、 $E_p = 2.7 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ とした。

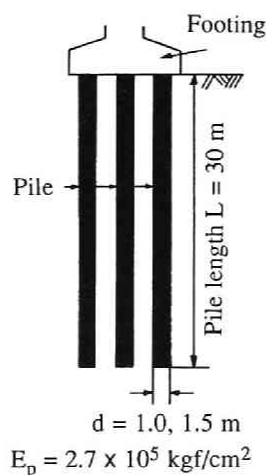


図-3.18 ケーススタディーにおける杭基礎のディメンジョン

次にPIGLETを用いるにあたり、C型地盤では地盤定数 G_0 、S型地盤では $\Delta G/\Delta z$ を定める必要がある。ここでは、N値からせん断弾性係数 G を推定することとし、文献14)によりヤング率 E (kgf/cm^2)とN値との関係が $E=7N$ で表されるものとした。従ってポアソン比 $\nu_s=0.33$ を用いると、

$$G = \frac{7N}{2(1+\nu_s)} = 2.69N \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3-1)$$

となる。

3. 2 ケーススタディーの結果と考察

図-3.19にはN値と杭頭固定条件をパラメータにして、4×3本ボックス配列杭の $e \sim (s/d)$ 関係を示す。図から地盤の剛性が大きいほど、言い換えれば杭の E_p は同一条件なので、 E_p/G_s が小さいほど群杭効率 e は大きくなる。しかしながら E_p/G_s の変動は、 $1.12 \times 10^4 \sim 3.35 \times 10^4$ と小さいので、前章2. 2で述べたように e の変化は大きくない。また杭頭自由杭に対して杭頭固定杭の e は、20～30%増加する。ただし実際の群杭の杭頭条件は決定しにくく、杭頭自由と固定の中間に位置すると考えられる。

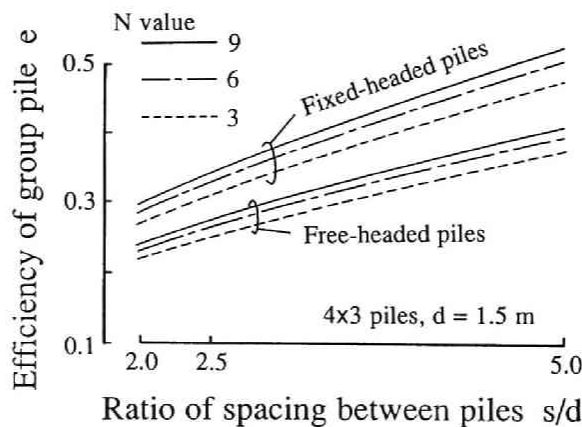


図-3.19 N値と杭頭固定条件をパラメータとした群杭効率と杭中心間隔比の関係
(4×3本ボックス配列杭)

次に用地の制限を受けて、限られたフーチング面積しかとれず、なおかつフーチングに作用する水平力が決定している問題を想定し、群杭の挙動を調べた。いま杭の施工可能な範囲が、仮に図-3.20に示す12.75m×9.0mであるとし、N値=6のC型地盤に、水平荷重が120tf作用する杭基礎を設計する。杭本数・杭配置等いろいろな場合が考えられるが、図-3.20の杭基礎に対し、群杭効率 e ・群杭変位 δ_g ・杭1本当たりの最大水平力を計算する。この場合4×3本ボックス配列杭の杭中心間隔比は、 $s/d=2.5$ に相当し、他はいずれも $s/d > 2.5$ である。

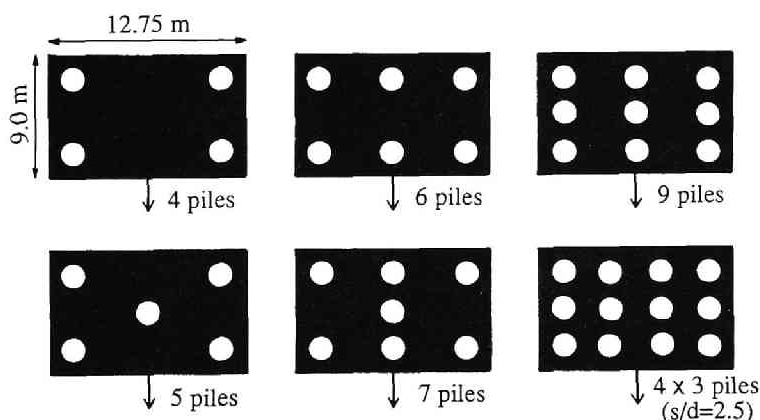


図-3.20 限られたフーチング面積における杭配置（水平荷重120tf作用）

群杭効率を計算するために、まず水平荷重120tf載荷時の杭1本当たりの平均荷重を求める。次にその平均水平荷重時の単杭の変位 δ_s を、水平荷重10tf載荷時の単杭変位量から求め、群杭効率を $e = \delta_s / \delta_g$ として計算する。

ところで現行の道路橋示方書（以下、道示と略称）では、杭中心間隔に応じた群杭効率の低減法として、次の補正係数 μ を横方向地盤反力係数 k 値に掛ければよいとしている¹⁵⁾。

$$\mu = 1 - 0.2(2.5 - s/d) \quad (\text{ただし } s/d < 2.5) \quad (3-2)$$

上式では、杭中心間隔比が2.5以上であれば、単杭の水平地盤反力係数 k 値をそのまま使っても実用上さしつかえないとして扱う。

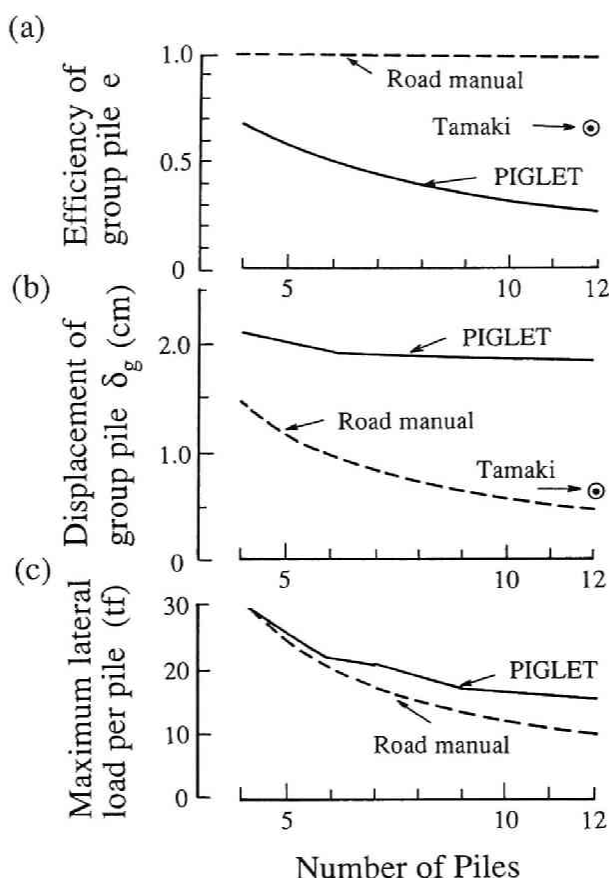


図-3.21 道路橋示方書による設計とPIGLETとの比較

以上に述べたことをベースにして、実物杭に対してPIGLETと道示設計法を適用した場合の比較例を図-3.21に示す。そしてこれらの図(a)(b)(c)より、次の事項が指摘されよう。

- 1) 図(a)の群杭効率 e に関しては、道示では杭本数が増えても $s/d > 2.5$ の条件から、 $e = 1.0$ である。一方PIGLETは、杭本数が増加すると e の低減が著しい。ここで参考のために、玉置らの実験式で12本杭の e を求めると、両者のほぼ中間の値になっている。
- 2) 図(b)の群杭変位量 δ_g について、道示では δ_g が杭本数に逆比例して漸減するが、PIGLETによる δ_g は殆ど変わらない。そして道示に比べてPIGLETは1.5倍（4本杭）～4.0倍（12本杭）と大きい変位量を見積っている。

3) 図(c)は杭1本当りに加わる最大荷重である。PIGLETでは、各杭の荷重分担率が考慮でき、結果として道示よりも過大な値が計算されている。

以上に説明したのは、ケーススタディーの一例に過ぎない。しかし地盤のN値を3～50の広範囲に変化させ、また地盤タイプをS型とC型の2種類について検討した結果によれば、上記1)～3)に要約した定性的な特徴は同じであった。したがってまとめとしていえることは、現行の設計法では杭中心間隔比 s/d が2.5以上になると群杭効率を考慮しないので、杭本数を増せば群杭全体としての水平変位量を所定値以下におさえられるが、この考え方は見直す必要があるのではなかろうか。

第4節 結論

本章では砂質地盤の群杭の水平抵抗に関して、主に群杭効率と荷重分担率の定性的な挙動を実験的に解明しようと試み、大型土槽内に設置された、杭径16.52cm、杭長4.45mの模型鋼管杭を用いて、杭本数と杭中心間隔を変えた大型模型実験を実施した。また群杭基礎は、杭とフーチングの協同作業により水平力に抵抗するという観点から、杭とフーチングの荷重分担を求める実験を実施した。その結果以下の結論を得た。

- 1) 前章に示した中型模型実験の結果と、本章に示した大型模型実験の結果との整合性は良好であり、PIGLETで再載荷時の群杭の杭頭変位を十分推定できる。
- 2) フーチングの荷重分担は載荷重レベルで変化するものの、無視できるものではなく、群杭効率というマイナスの効果を今後設計の中に取り込むのならば、水平抵抗のプラスの要因となりえる。

さらに中型および大型模型実験に対するPIGLETの適用性は、群杭効率を推定するにあたり良好であったので、実大群杭を対象にして、PIGLETによるケーススタディーを行い、以下の知見を得た。

- 3) 群杭効率や杭頭水平変位に関しては、PIGLETと現行設計法との間に差がみられ、現行法は危険側になる傾向がみられた。すなわち杭の中心間隔比が2.5以上では群杭効率を無視するので、群杭の水平変位量を所定値以内におさえられるためには、単に杭本数を増やせばよいことになるが、この考え方には再検討の余地が残されている。

次章では、水平力を受ける群杭の相互作用問題をより詳細に検討するため、最も単純な2本群杭に対して、小型の模型実験と遠心力載荷装置を用いた遠心模型実験を実施し、考察を行う。

参考文献（第3章）

- 1) 木村 亮・柴田 徹・八嶋 厚：群杭の水平抵抗に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第30号 B-2，1984，pp.149-166.
- 2) Kimura, M., Shibata, T. and Yashima, A. : Study on Laterally Loaded Pile Groups, Proc. PILETALK INTERNATIONAL '90, Jakarta, 1990, pp.47-54.
- 3) 木村 亮・柴田 徹：大型土槽を用いた群杭の水平抵抗に関する模型実験，土と基礎，Vol.40，No.5，1992，pp.41-46.
- 4) 土質工学会編：杭基礎の設計法とその解説，1985，pp.474-480.
- 5) Chang, Y. L. : Discussion on "Lateral Pile-Loading Tests" by L.B. Feagin, Trans. ASCE, Vol.102, 1937, pp.272-278.
- 6) 川端 規之・横山 幸満・日下部 治・萩原 敏行：砂地盤中の群杭の水平抵抗に関する遠心力模型実験，第26回土質工学研究発表会講演集，1991，pp.1437-1438.
- 7) 井上 義之・吉岡 正道・前田 良文：連続ラーメン橋における水平ばねの評価，土と基礎，Vol.36，No.12，1988，pp.25-30.
- 8) 吉岡 正道・前田 良文・脇田 和試・三反畑 勇：実大杭基礎を用いた水平載荷試験－東名阪自動車道（清州東・名古屋西間）における例－，第23回土質工学研究発表会講演集，1988，pp.1447-1450.
- 9) 高木 繁・岡原 美知夫・中谷 昌一・社森 佳次：群杭模型の大変形・水平載荷実験，第46回土木学会年次学術講演会講演概要集，第3部，1991，pp.814-815.
- 10) 岡原 美知夫・中谷 昌一・木村 嘉富・高木 繁・社森 佳次：群杭模型の水平載荷実験，土木研究所資料，第3079号，1992.
- 11) 土質工学会編：杭基礎の設計法とその解説，1985，pp.210-217.
- 12) 山肩 邦男・富永 晃司・小椋 仁志：砂地盤中の模型群グイの水平加力試験結果（クイ間隔との関係），第11回土質工学研究発表会講演集，1976，pp.621-624.
- 13) 柴田 徹・八嶋 厚・寺田 典夫：群杭の水平抵抗に関する模型実験(1)，京都大学防災研究所年報，第26号 B-2，1983，pp.35-44.
- 14) 宇都 一馬：基礎地盤調査，構造物の基礎，土木学会関東支部，1967，p.46.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，IV 下部構造編），1990，pp.288-291.

第4章 水平力を受ける2本群杭の相互作用に関する 模型実験と3次元弾塑性有限要素解析

第1節 序論

一般に群杭の水平抵抗の問題は、単杭の水平抵抗の考え方を直接群杭に適用できないところに、問題の難しさがある。つまり単杭の水平抵抗は、杭と土との相互作用の問題として定義できるが、群杭の場合は、杭と土と杭の相互作用の問題として現象を考察しなければならない。第2章と第3章では、種々のパラメータを変化させた群杭の水平抵抗に関する模型実験を実施したが、それらは杭頭をフーチング等で連結し、フーチングに荷重を加えて、群杭の水平抵抗（特に群杭効率と荷重分担率）について考察したものである。そこで本章では、単杭の挙動から群杭の水平挙動を推定するために用いる杭相互間の影響係数（interaction factor）¹⁾に着目し、杭頭自由の単杭および2本群杭の模型実験を行った。影響係数とは、隣接した杭の影響によって群杭中の各杭の杭変位を増加させる係数を意味する。模型実験は、1g下の模型実験と遠心力载荷装置を用いた模型実験の2種類を実施した。

1g下の模型実験²⁾³⁾では、まず始めに群杭の中で最も簡単な2本群杭の問題を取り上げ、各杭の杭頭がフーチング等で連結されていない状態で、各杭に同一荷重を载荷し、各杭の挙動を実験的に調べた。模型杭は、杭幅2cm、杭厚0.3cm、杭長44cmの長方形断面のアルミニウム杭である。各杭の変位挙動の違いから、杭中心間隔と2本杭間の载荷方向に対する角度をパラメータとした影響係数を、実験的に推定した。さらに2本杭模型実験を拡張して3本杭にて同様の実験を実施し、2本杭から得られた影響係数で3本杭の挙動を推定可能であるかを検討した。ここでは、影響係数の理論値としてRandolphの解法（PIGLET）に用いる影響係数⁴⁾を用い、実験結果と比較検討した。以後本章に示す1g下の模型実験を、第2章と第3章の中型・大型模型実験と対比させて、小型模型実験と略称する。

杭と地盤の相互作用の検討を行うために実施する模型実験では、実際の杭にその結果を応用するためには相似則を一致させる必要がある。そこで遠心载荷実験装置を用いて、幾何学的相似則と力学的相似則を同時に満足させる遠心模型実験を実施した。遠

心模型実験では実物の縮尺 $1/n$ の模型を重力加速度の n 倍の遠心力場において、模型内に実物と同じ自重応力状態を再現することができ、縮尺模型に実物と同じ挙動を生じさせることが期待できる。このような遠心模型実験の利点を生かして、本研究ではより実地盤に近い応力状態で実験を行い、杭と地盤の相互作用について検討した。

第2章に示したように、中型模型実験結果を説明できる数値解析手法として、地盤を層状に分割した擬似3次元弾性有限要素モデル(GPILE)を開発したが、本モデルの杭の変形パターンは、図-2.22に示したように鉛直方向の自由度を持たないために、実際の杭の変形パターンを過小評価する傾向がある。そこで、実際の杭の変形パターンを表現するためにはどうしても3次元解析が必要となる。また杭と地盤の相互作用による荷重～杭頭変位曲線等は、強い非線形性を示すため地盤を弾性体ではなく弾塑性体として取り扱う必要がある。以上の理由より、GPILEをさらに発展させ、新たに3次元弾塑性有限要素モデル(GPILE-3D)を開発した。本章では、杭の水平抵抗に関する模型実験の中で、上記の1g下の小型模型実験を取り上げ、GPILE-3Dの適用性を検討した⁵⁾。

第2節 水平力を受ける2本群杭の相互作用に関する小型模型実験

2. 1 小型模型実験の概要

2. 1. 1 実験装置と模型地盤

模型杭の水平載荷実験は、図-4.1(a)に示す装置を用いて行った。土槽は高さ40.5cm、内径60cmの鋼製円筒形であり、水平荷重を載荷するために、外壁に滑車を取付けている。地盤材料には、乾燥した豊浦標準砂を用いた。

模型杭は、図-4.1(b)に示すように、杭幅 $d_w=2\text{cm}$ 、杭厚 $t=0.3\text{cm}$ 、杭長 $L=44\text{cm}$ の長方形断面アルミニウム杭である。模型杭を片持ちばりとして載荷実験を行い、ヤング率 E_p を測定した結果、 $E_p=7.34\times 10^5\text{kgf/cm}^2$ となった。杭の曲げモーメントを測定するため、地表面下7つのポイントにそれぞれ一対、ひずみゲージを貼り付けた。杭頭は自由とし、地表面からの載荷高さ h (自由長) は3.0cmである。また杭頭には、直径5cmの鉄製円形ターゲットを取付け、非接触型変位計を用いて載荷点の変位を測定した。

精度の良い模型実験を実施する際、均一な模型地盤を作成することが重要なポイント

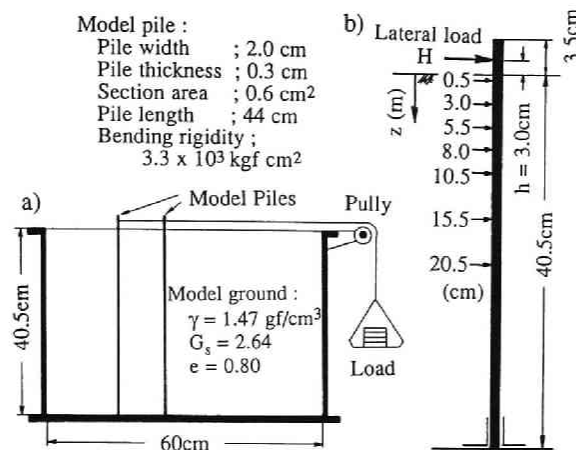


図-4.1 実験装置と模型杭

となることは第2章で述べた。今回の実験では、実験装置の規模を考慮して、ふるいを用いて地盤材料を落下させる方法を採用し、以下に述べるa)～d)の手順で地盤を作成した。

- 土槽の縁に木の枠を設置して、その上に70cm×50cm、網目1mmの二重ふるいを載せる。一定の高さ（地盤面上1m）から、土槽の各部分に均等にいきわたるように、一定の乾燥した豊浦標準砂を落下させる。
- 地盤面が土槽の半分まで達すると、土槽の側面を外側から木づちで一定回数打撃し、締固める。
- a)の操作を同様に繰り返し、土槽が砂で満たされたら再度締固める。
- 地盤の表面を整形し、実験を開始する。

ここで杭頭がフーチング等で拘束されていないので、群杭実験でa)およびc)の作業を行う時、模型杭の杭頭間隔を一定に保つことができない。よって杭間隔を一定に保つために、針金で枠組みを作り杭頭部を固定した。枠組みは、d)の作業の後静かに取り外す。

土槽の中心部と端部の2箇所、深さ方向に2点、5cm、15cmの計4箇所から得られた試料から、間隙比 e の平均値を求めると0.80となった。模型地盤の他の物性値は、 $G_s = 2.64$, $\gamma = 1.47$ gf/cm³, $D_{50} = 0.18$ mm, $U_c = 1.50$, $e_{max} = 0.982$, $e_{min} = 0.604$, $D_r = 48\%$ である。また、実験を1回行うごとに、载荷実験後にポータブルコーンを用いて、図-4.2に示すように同一地盤で5点ずつ貫入試験を行なった。横線はばらつきの幅を

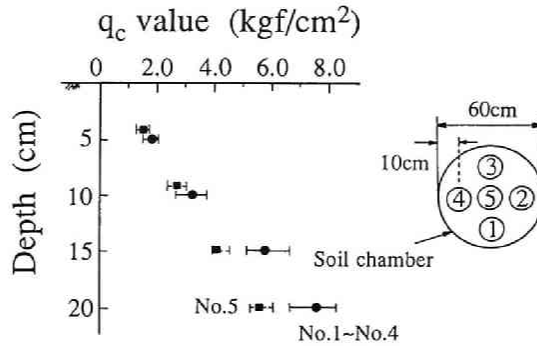


図-4.2 ポータブルコーンを用いた模型地盤の貫入抵抗値 q_c 分布

表し、黒丸および黒四角は平均値を示す。 q_c は深さ方向に比例して分布しており、ばらつきはあるものの、本実験の地盤作成法はかなり再現性の良いものであったといえる。また土槽を周囲から打撃して締固めたため、中心部における分布（黒四角印）は端部（黒丸印）よりも20%程度小さい。

2. 1. 2 実験の種類と荷重载荷

実験の種類は、図-4.3に示すように

- (a) 単杭実験（単杭）
- (b) 群杭実験 I（2本杭の後方杭にだけ载荷）
- (c) 群杭実験 II（2本杭に载荷）
- (d) 群杭実験 III（3本杭に载荷）

の4種類である。

群杭実験 I, IIにおける2本杭の杭配置は、図-4.4(a)に示すように杭中心間隔 s および杭中心線と载荷方向のなす角度 β をパラメータにとった20のパターンを考えた。すなわち s は、杭幅 d_w の2.0, 2.5, 5.0倍とし、 β は 0° , 30° , 45° , 60° , 90° と変化させた。群杭実験 IIIにおける3本杭の配置は、図-4.4(b)に示すように上記2本杭の配置と同様で、 s は杭幅 d_w の2.0, 2.5倍の2パターンで計10パターン実施した。以下模型杭1, 模型杭2, 模型杭3をそれぞれ杭1, 杭2, 杭3と略称する。

模型杭への水平力 H は、第2章と第3章に示した模型実験と同様に、杭1本当たりの荷重ステップを0.2kgfずつ加え、0.8kgf, 1.6kgfにおいて、一旦0kgfまで除荷してから再

(a) Single pile (b) Group pile I (c) Group pile II (d) Group pile III

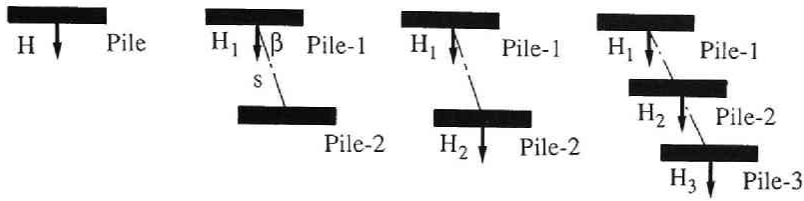


図-4.3 実験の種類

(a) 単杭実験, (b) 群杭実験 I, (c) 群杭実験 II, (d) 群杭実験 III

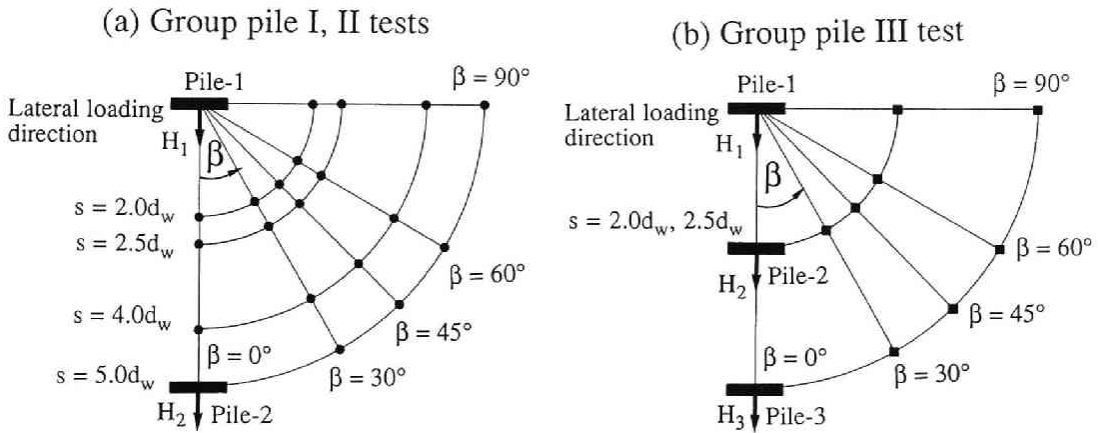


図-4.4 杭中心間隔と載荷方向とのなす角度をパラメータとした

群杭実験における杭配置

(a) 群杭実験 I, II (2本杭), (b) 群杭実験 III (3本杭)

載荷した。群杭実験では、各模型杭に同時に載荷するように特に注意した。水平荷重の保持時間は1分間で、測定項目は、前述した各ひずみゲージの値および水平変位測定のための非接触型変位計の値である。

以上本研究では、中型・大型・小型の杭の水平抵抗に関する砂質地盤の模型実験を1g下で実施したが、3種類の実験の規模と地盤条件を比較する意味で、表-4.1~4.3にそれぞれ模型杭の諸元、地盤条件と単杭の変位、模型実験の群杭の杭配置を示す⁹⁾。ただし中型・大型・小型模型実験を、表中には実験 I・実験 II・実験 IIIと略記している。

表-4.1 3種類の模型実験の杭の諸元

Experiment name	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Length (cm)	Bending rigidity (kgf cm ²)	Free standing length (cm)	Fixed condition	Material
Exp I A,C	20	1.6	80	2.84×10^5	6.9	Free	Aluminum
B	22	2.2	80	2.05×10^4	6.1	Free	Chloridized-vinyl
Exp II	165.2	3.8	445	1.32×10^9	3.0	Fix	Steel
Exp III	20(width)	3.0	44	3.30×10^3	3.0	Free	Aluminum

表-4.2 3種類の模型実験の地盤条件と単杭変位

Exp.	Void ratio	Dr (%)	w (%)	D ₅₀ (mm)	q _c (kgf/cm ²)	δ _s (mm)	Load(kgf)	Procedure of ground making
Exp I A	0.76	20	3.0	0.6	1.6(depth at 20cm)	1.98 at 8.0		Boiling
B	0.76	20	3.0	0.6	1.6 (20cm)	1.50	2.0	Boiling
C	0.55	70	0	0.7	4.0 (20cm)	1.76	8.0	Compaction by foot
Exp II	0.95	0~30	5~10	0.4	15 (50cm)	3.80	600	Multiple sieves
Exp III	0.80	50	0	0.2	6.0 (20cm)	1.38	0.8	Multiple sieves

表-4.3 3種類の模型実験の群杭の杭配置

Exp	Arrangement	Number of piles	Pile spacing(s/d)	Loading step	Reloading points	
Exp I	Parallel	2, 3, 4				Parallel
Exp A,C	Series	2, 3, 4	2.0, 2.5, 5.0	2kgf	8, 16, 24kgf	Series
	Box	4, 9, 16				Box
Exp B	Box	4, 9, 16	1.8, 2.3, 4.6	0.5kgf	2, 4, 6kgf	
Exp II	Box	4, 9	2.0, 2.5	100kgf	600kgf	
Exp III	Parameter β	2, 3	2.0, 2.5, 5.0	0.2kgf	0.8, 1.6kgf	

2. 2 実験結果および考察

本研究においては群杭実験 I, II, IIIは、全てのパターンについて各々3回ずつ行っており、実験の再現性は良好で、それらのデータの平均値をもとに考察した。

2. 2. 1 単杭実験と地盤定数の推定

単杭実験を11回行った結果得られた、載荷点での荷重～変位関係を図-4.5に示す。図中の破線で囲まれた部分は、11回の実験における測定値の幅を示しており、実線は各変位の平均値を結んだものである。

第2章と第3章で示したように水平力を受ける単杭の変位から地盤定数を決定し、群

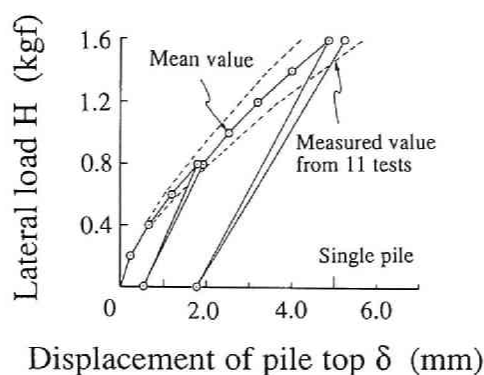


図-4.5 単杭の荷重～変位関係

表-4.4 PIGLETを用いて単杭の変位から逆算した地盤定数

Lateral load	Displacement of single pile	Calculated value	Ground constant
1.6 kgf	3.45 mm	3.45 mm	$G_0=0\text{kgf/cm}^2$, $\Delta G/\Delta z=0.131\text{kgf/cm}^3$ $k=0.97\text{kgf/cm}^3$ (Hayashi-Chang)
0.8 kgf	1.38 mm	1.38 mm	$G_0=0\text{kgf/cm}^2$, $\Delta G/\Delta z=0.200\text{kgf/cm}^3$ $k=1.42\text{kgf/cm}^3$ (Hayashi-Chang)

杭の変位を推定する手法として、Randolphの解法（PIGLET）⁴⁾の適用性は良好である。そこで本章でも、さらにPIGLETの適用性を検討した。

実験結果をPIGLETで解析するために、単杭の載荷実験の結果から地盤定数を逆算する。本実験では q_c 分布の傾向から、模型地盤を $G_0=0\text{kgf/cm}^2$, $\Delta G/\Delta z \neq 0\text{kgf/cm}^2$ （S型地盤）となる地盤とした。ポアソン比を $\nu_s=0.33$ と仮定して、0.8kgf, 1.6kgf再載荷時の杭頭変位の実験値から地盤定数を逆算すると表-4.4のようになる。ただし本実験では、長方形断面の杭であるので、杭径が2cmのEIの等価な円形断面杭として計算を行った。表中には、参考のために林-Chang式による逆算k値も示した。ここで、単杭に対して杭に作用する曲げモーメント分布の実測値と、表-4.4の値を用いて計算したPIGLETおよび林-Chang式による計算値の比較を図-4.6に示す。図より、PIGLETによる計算値は、C型地盤を仮定している林-Chang式の計算値よりも実験値を定量的に表現している。

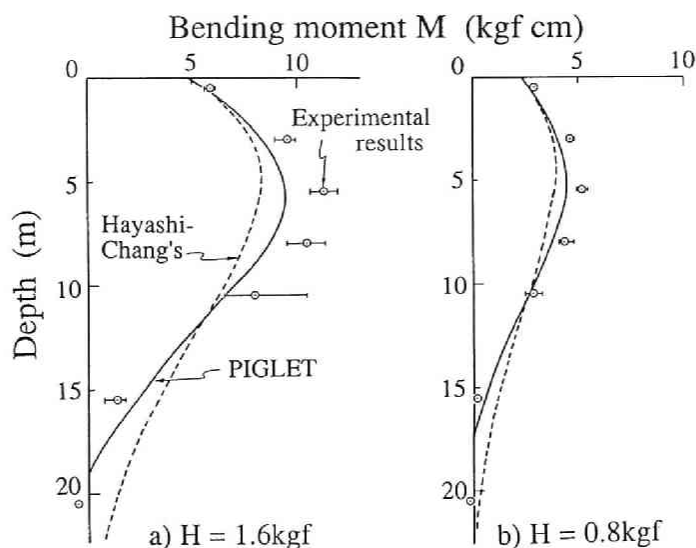


図-4.6 単杭の曲げモーメント分布の実験値と計算値の比較

a) $H = 1.6 \text{ kgf}$ 作用時, b) $H = 0.8 \text{ kgf}$ 作用時

2. 2. 2 群杭実験 I

載荷方向に対して後方に位置する杭（杭1）だけに水平荷重を載荷する群杭実験 I において、杭1 および杭2 の 1.6 kgf 再載荷時の変位量を、杭中心線と載荷方向のなす角 β をパラメータにして表-4.5 に示す。また参考のため、表中に単杭実験における変位量の平均値とその幅を示す。まず杭1 の変形に着目する。この実験において杭1 の変位量は、単杭の変位量よりも大きい。その要因として、杭2 が杭1 の前に存在するために杭1 前面の地盤反力が小さいこと、またふるいを通して地盤材料を落下させる方法では、2本の杭が存在することにより、群杭周辺の地盤は単杭の周辺の地盤より緩くなってしまうことなどが挙げられる。杭2 は、単杭の変位に比べてきわめて小さな変位しか示さないが、杭間隔 s が小さくなるほど、また角 β が 0° に近づくほど変位が大きくなる。この傾向は、杭1 が杭2 に与える影響の範囲を考えると妥当である。

2. 2. 3 群杭実験 II

(1) 荷重～変位関係

β をパラメータとして得られた、杭1、杭2 の $s = 2.5 d_w$ に対する荷重～変位関係を

表-4.5 群杭実験Ⅰの結果

Group piles I			
s/d _w	β	Displacement (mm)	
		Pile-1	Pile-2
5.0	90°	3.72	0.0014
	60°	3.43	0.0016
	45°	3.94	0.0070
	30°	4.04	0.0131
	0°	3.34	0.0404
2.5	90°	4.16	0.0016
	60°	3.89	0.0158
	45°	4.00	0.0438
	30°	3.84	0.2462
	0°	4.16	0.2462
2.0	90°	4.18	0.0032
	60°	4.09	0.0248
	45°	3.71	0.0997
	30°	3.59	0.3410
	0°	4.47	0.4452
Single pile			
Mean value		3.45 mm	
Scatter range		0.94 mm	

図-4.7に示す、2本群杭と図-4.5の単杭の荷重～変位関係を比較すると、杭1、杭2ともに、概ね単杭よりも大きな変位を示している。また $\beta = 90^\circ$ の場合を除く全てのパターンについて、杭1の変位の方が杭2の変位を上回っている。これは、杭1と杭2との間の荷重分担率の違いを表している。ここで荷重分担率が小さい杭とは、本実験のように杭頭自由の荷重制御の実験では、一定荷重を載荷させた場合に、より大きな変位を示す杭のことである。よって同一荷重に対して後方杭の変位が大きいので、同一変位を発生させるための荷重が少ない、すなわち「後方杭ほど荷重分担が小さい」という前章までの実験結果に一致している。このように、荷重分担率に違いが生じる原因として、次のような要因が考えられる。

- 1) 杭前面の受働領域の重なり合いによって、各杭の受働土圧の大きさが異なること。
- 2) 杭の前面で別の杭が変形することによって、後列杭に対して反力を発揮する地盤が緩むこと。

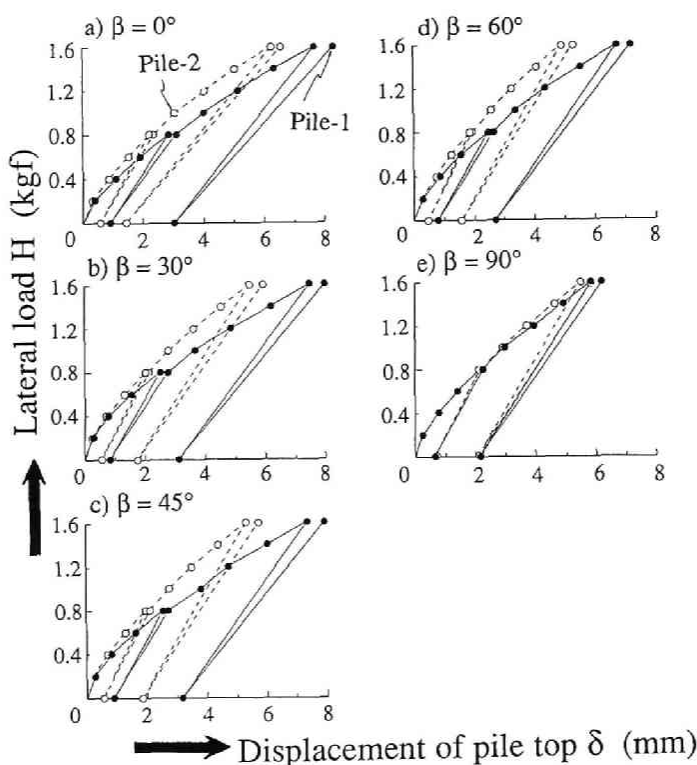


図-4.7 β をパラメータとした2本群杭の荷重～変位関係 ($s = 2.5 d_w$)

Brownら⁷⁾は、1), 2)の要因をまとめて「Shadowing」効果と呼んでいる。

(2) 影響係数

本節では、PIGLETと実験結果を比較するために、影響係数に関して考察を行う。
PIGLETについては、その主要な代数式を第2章に示したが、以下に再び列挙する。

$$\bar{\delta}_s = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.27 H \left(\frac{L_c}{2} \right)^{-1} + 0.30 M \left(\frac{L_c}{2} \right)^{-2} \right] \quad (4-1)$$

$$\delta_i = \frac{1}{k_s} \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} H_j \quad (4-2)$$

$$\alpha_H = 0.5 \rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \left(\frac{L}{s} \right) (1 + \cos^2 \beta) \quad (4-3)$$

PIGLETの式(4-3)に、S型地盤の $\rho_c = 0.5$ 、EIが長方形断面のモデル杭と等価な円形断面杭に置き換えた場合の有効ヤング率 $E_p = 4.20 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2$ 、および、 $H = 1.6 \text{kgf}$ のときの地盤定数を用いた $G_c = 1.56 \text{kgf/cm}^2$ を代入して得られた影響係数 α_{ij} の理論値を、杭中心間隔比 s/d_w を横軸にとり、 β をパラメータとして図-4.8a)に示す。また図-4.8a)の α_{ij} 、 $H = 1.6 \text{kgf}$ のときの単杭の剛性 $k_s = (1.6 \text{kgf}) / (0.345 \text{cm}) = 3.53 \text{kgf/cm}$ 、 $H_1 = H_2 = 1.6 \text{kgf}$ を式(4-2)に代入して得られた変位の理論値を図-4.8b)に示す。影響係数 α_{ij} 、群杭変位 δ はともに、 s/d_w が小さくなるほど、また β が 0° に近づくほど大きくなる。

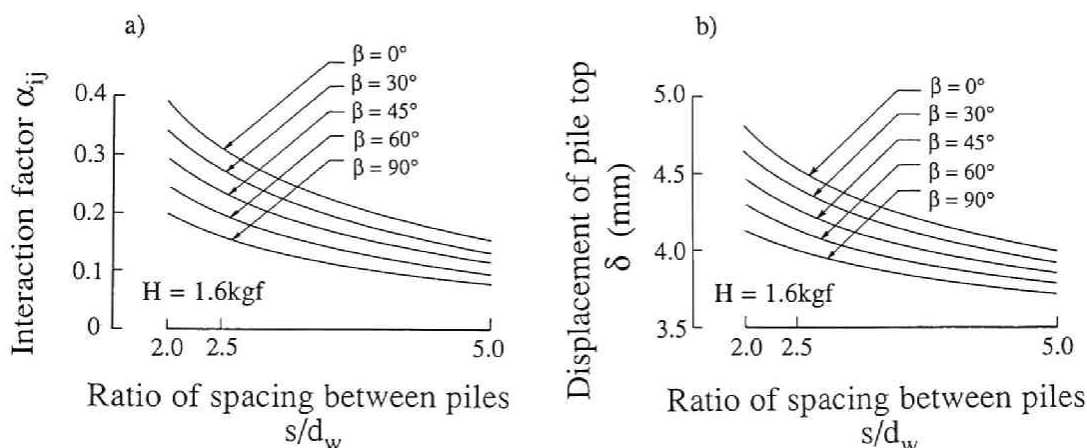


図-4.8 PIGLETより求めた影響係数 α_{ij} と杭頭変位 δ ($H = 1.6 \text{kgf}$ 作用時)

PIGLETによると杭1、杭2の変位 δ_1 、 δ_2 は、式(4-2)より以下のように示される。

$$\begin{pmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{pmatrix} = \frac{1}{k_s} \begin{pmatrix} \alpha_{11} & \alpha_{12} \\ \alpha_{21} & \alpha_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \end{pmatrix} \quad (4-4)$$

しかしPIGLETによると、(4.3)式において $\cos \beta$ の項が二乗であり、 $\cos^2 \beta = \cos^2(180^\circ - \beta)$

であることから、 $\alpha_{12} = \alpha_{21}$ となる。つまり図-4.8b)の変位は、2本杭の各々の杭の変位で、図-4.7に示したような杭1と杭2の変位の違いを表現することができない。これは、地盤を弾性体としてモデル化しているためで、杭1と杭2がどのような配置をとっても、2本の杭の変位が同じになることを意味している。実験では、杭の変位量 δ_1 、 δ_2 は再載荷時の変位の弾性成分を取っているにもかかわらず、 $\delta_1 \neq \delta_2$ となる。

以上の考察より、 $\alpha_{11} = \alpha_{22} = 1$ を仮定し、 $\alpha_{12} \neq \alpha_{21}$ を前提として、実験結果を用いて式(4-4)から影響係数 α_{12} 、 α_{21} を求める。ここで δ_1 、 δ_2 は、それぞれ実験で得られた杭1、杭2の変位量を用いる。さらに新たに β^* なるパラメータを導入して、杭中心線と載荷方向のなす角 β^* と影響係数 α_{ij} との関係について検討する。

まず新たに導入する β^* について説明する。本実験では、杭中心を結んだ線と載荷方向とのなす角 β については杭1を基準として $0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$ となるように設定したが、 β^* については $0^\circ \leq \beta^* \leq 180^\circ$ の範囲について考える。図-4.9a)に示すような杭配置のとき、つまり杭1から杭2への影響を表す影響係数 α_{21} を考えると、従来通り $\beta^* = \beta$ となる。しかし図-4.9b)に示すように模型杭2から模型杭1への影響を表す α_{12} を考える場合には、 $\beta^* = 180^\circ - \beta$ とする。つまり β^* は、影響を及ぼす杭から影響を受ける杭を見たときの、杭中心を結ぶ線と載荷方向とのなす角度である。

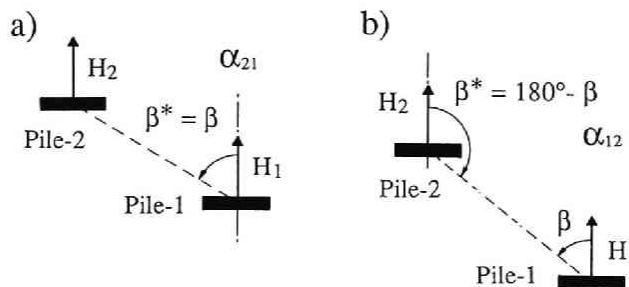


図-4.9 β^* の定義

上記のように定義した β^* を横軸にとり、式(4-4)から求めた影響係数を縦軸にとって、杭中心間隔比 s/d_w をパラメータとして1.6kgf再載荷時の結果をプロットしたものを図-4.10に示す。図には3回行った実験の平均値を黒丸で、またばらつきの幅を縦線で表し、PIGLETを破線で示している。PIGLETは $\alpha_{12} = \alpha_{21}$ なので $\beta^* = 90^\circ$ を軸として左右対

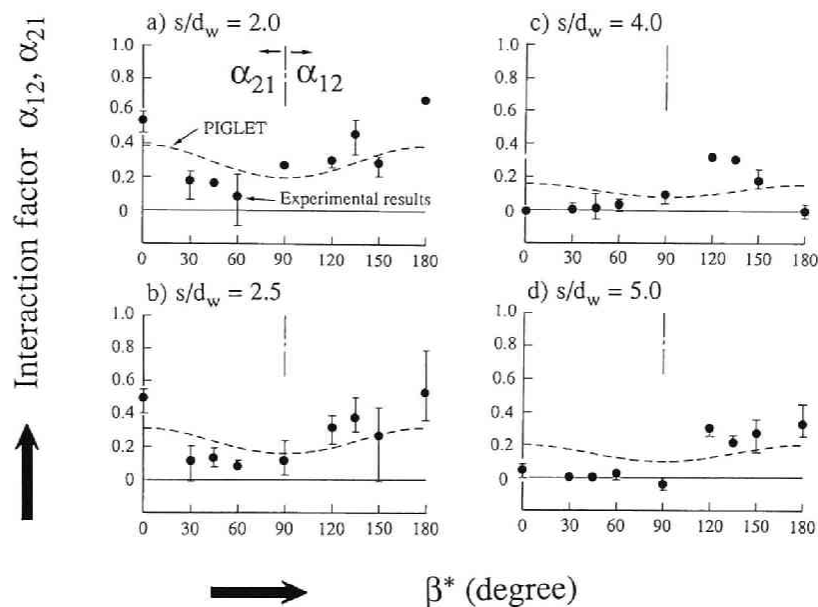


図-4.10 影響係数 α_{ij} と β^* の関係 ($H = 1.6 \text{ kgf}$ 作用時)

称の曲線となるが、実験値には多少のばらつきはあるものの、 $\beta^* = 0^\circ \sim 90^\circ$ に対応する影響係数 α_{21} よりも、 $\beta^* = 90^\circ \sim 180^\circ$ に対応する影響係数 α_{12} の方が大きい傾向がある。これは、杭前面の地盤反力の違いと杭間の地盤が変形中に緩むために、群杭中で相対的に後方に位置する杭の方が、より大きく変形するというのを、別の形で表現したものである。

さらに α_{21} は、後方杭である杭 1 が杭 2 におよぼす影響を表現しているが、杭中心間隔が $s/d_w = 4.0$ まで広がるとほぼゼロになる。一方 α_{12} は、 $s/d_w = 5.0$ になっても依然効果を発揮している。すなわち $s/d_w = 4.0$ 以上というやや大きな杭間隔になると、後方杭による前方杭への影響は消え、前方杭の変形が後方杭に与える影響のみが発揮される。

Ochoa & O'Neil⁸⁾ も、砂質地盤における実大実験（杭径 27.3 cm、杭長 13 m）により同様の分析を行っている。実験は 9 本群杭のうちの 2 本に着目して $s = 3.0 d$ の状態で影響係数を考察したもので、周辺の 2 本以上の杭から実験杭は影響を受けることになる。しかし定性的な傾向は上記の結果と一致しており、PIGLET では群杭中の各杭に対する影響係数の違いを、定量的に説明できない。

2. 2. 4 群杭実験Ⅲ

(1) 荷重～変位関係，荷重分担率，モーメント分布

2. 2. 3 では2本の杭に同一荷重を載荷する群杭実験Ⅱから影響係数 α_{ij} の検討を行ったが，それをさらに拡張して，3本の杭に別々に同一荷重を載荷する群杭実験Ⅲを実施し，より詳細な検討を行った． β をパラメータとして得られた杭1，杭2，杭3の荷重～変位関係を図-4.11に示す（ $s = 2.5 d_w$ ）．後方に位置する杭ほど変位量は大きいので（杭1 > 杭2 > 杭3），変位挙動は群杭実験Ⅱと等しい．また図は省略するが， $s = 2.0 d_w$ と $2.5 d_w$ を比較すると，杭間隔が小さい方が杭と地盤の相互作用により，大きな変形を示していた．

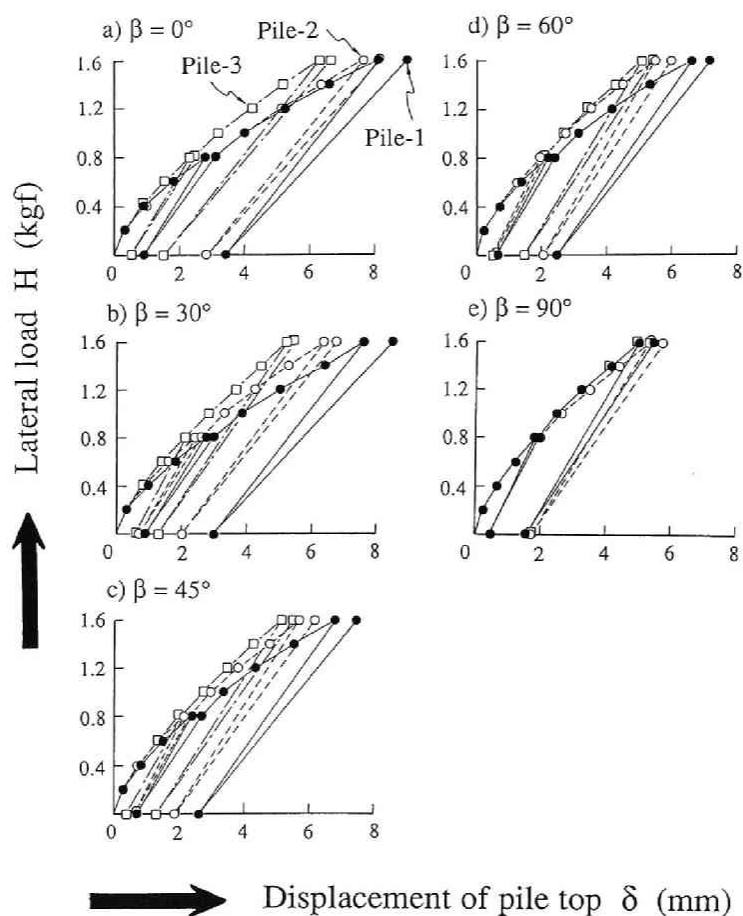


図-4.11 β をパラメータとした3本群杭の荷重～変位関係（ $s = 2.5 d_w$ ）

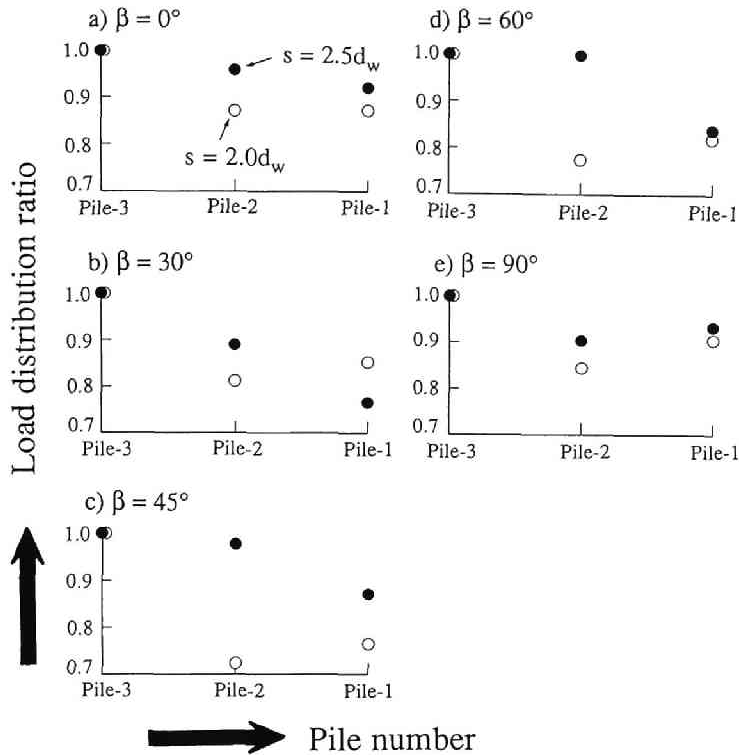


図-4.12 群杭実験Ⅲの荷重分担率（ $H=1.6\text{kgf}$ 作用時）

図-4.12に、 1.6kgf 再載荷時の各杭の杭頭変形量より計算した荷重分担率を、 s および β をパラメータにして示す。ここでは杭1、杭2、杭3の変形量を δ_1 、 δ_2 、 δ_3 とすると、前方杭である杭3の荷重分担率を1として、杭1、杭2の荷重分担率を杭1に対しては δ_3/δ_1 、杭2に対しては δ_3/δ_2 として計算した。

図より、後方に位置する杭ほど荷重分担が小さくなっており、これは第2章および第3章に示した中型・大型模型実験結果と一致している。さらに $s/d_w=2.0$ と 2.5 を比較すると、 $s/d_w=2.5$ すなわち杭中心間隔が大きい方が荷重を均等に受け持っている。

β をパラメータにした杭1～杭3の曲げモーメント分布（ $s=2.5d_w$ ）を図-4.13に示す。各杭とも単杭より大きな最大曲げモーメントを示し、杭1>杭2>杭3の順でモーメントは大きくなり、最大曲げモーメントの発生位置は単杭より深い。しかし β が 0° から 90° に近づくにつれて各杭のモーメントの差は薄れていく。曲げモーメントに関するこれらの傾向は、荷重～変位関係の結果を考えれば妥当である。

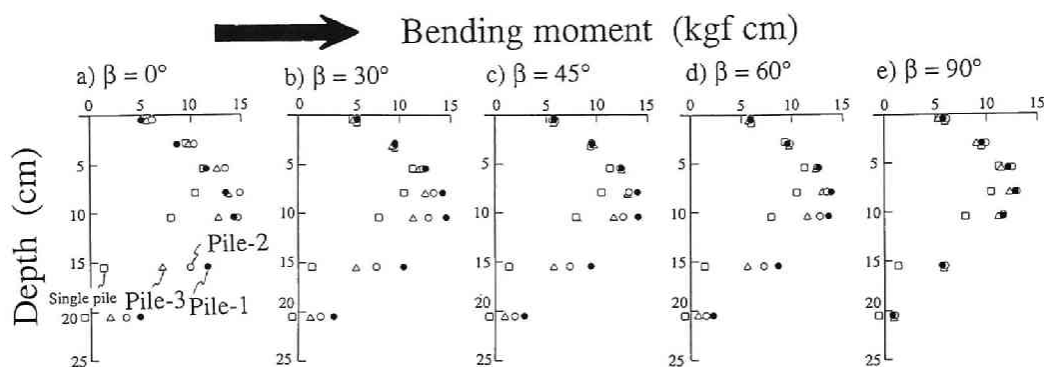


図-4.13 3本群杭の曲げモーメント分布 ($s = 2.5 d_w$)

(2) 2本杭実験の影響係数を用いた3本杭実験の杭頭変位の推定

群杭実験Ⅲすなわち3本杭に対して影響係数 α_{ij} を考える場合、各杭の杭頭変位 $\delta_1 \sim \delta_3$ は、式(4-2)で表される。式(4-2)には影響係数として9つの未知数があるが、式の数
は3つなので、直接解くことはできない。そこで、2本杭実験より実験的に求めた影響
係数を用いて3本杭実験の杭頭変位を推定できる可能性を考えるために、以下の仮定を
設定する。

仮定1； $\alpha_{11} = \alpha_{22} = \alpha_{33} = 1$

仮定2； $\alpha_{32} = \alpha_{21}$ ， $\alpha_{23} = \alpha_{12}$

すなわち図-4.14に示すように、仮定2の前半は、杭2がその前方に隣接する杭3にお
よぼす影響は、杭1がその前方に隣接する杭2に与える影響と等しいことを示す。

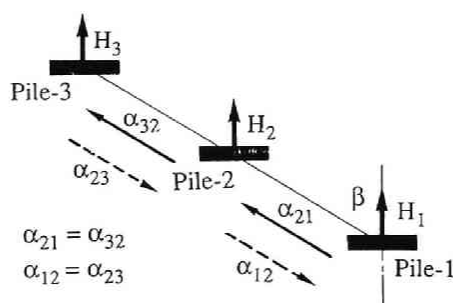


図-4.14 影響係数に関する仮定

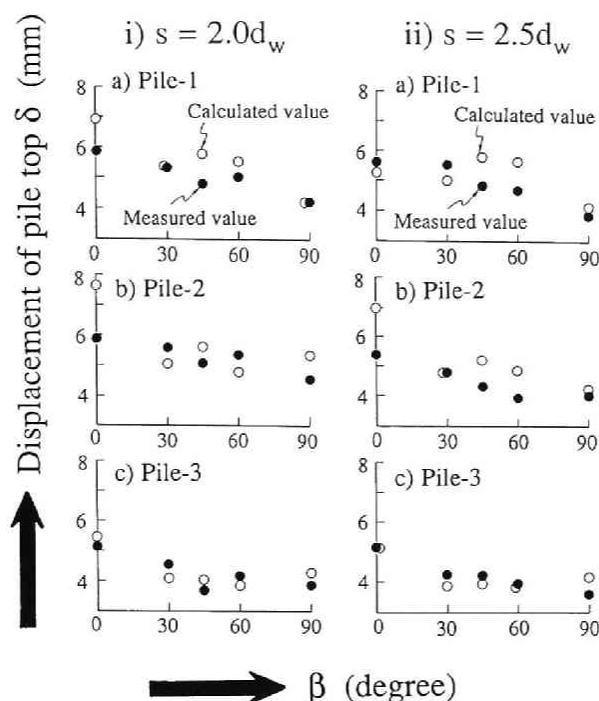


図-4.15 2本杭実験の影響係数を用いた3本杭実験の杭頭変位の推定

i) $s = 2.0 d_w$, ii) $s = 2.5 d_w$

このように仮定すると式(4-2)は以下のように簡単に表せる。

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{Bmatrix} = \frac{1}{k_s} \begin{pmatrix} 1 & \alpha_{12} & \alpha_{13} \\ \alpha_{21} & 1 & \alpha_{23} \\ \alpha_{31} & \alpha_{32} & 1 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \end{Bmatrix} \quad (4-5)$$

この式に、2本杭実験より実験的に求めた影響係数を代入して杭頭変位 $\delta_1 \sim \delta_3$ を計算し、実験値と比較して3本杭実験への適用性を検討した。具体的には、群杭実験 III の $s = 2.0 d_w$ の杭間隔での実験では、 α_{12} 、 α_{21} に関しては $s = 2.0 d_w$ で実施した2本杭の群杭実験 II の α_{ij} を、また α_{13} 、 α_{31} に関しては杭間隔が $s = 4.0 d_w$ になるので、同じく2本杭の群杭実験 II の $s = 4.0 d_w$ の α_{ij} の結果を用いた。

図-4.15に群杭実験 III における杭1～杭3の杭頭変位の実験値と、上記の手法で群杭

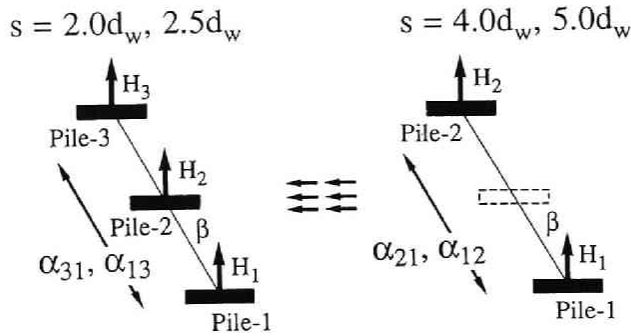


図-4.16 影響係数 α_{13} , α_{31} に関する問題点

実験Ⅱから求めた影響係数を用いた杭頭変位の計算値の比較を示す ($H=1.6\text{kgf}$)。図より計算値は、実験値を定量的にかなりうまく表現している。特に杭3の杭頭変位は、非常によく合致している。ただし式(4-5)における α_{12} , α_{21} は、隣接した2本の杭なので2本杭実験より求めた影響係数を代入しても妥当であると考えられるが、 α_{13} , α_{31} に関しては、図-4.16に示すように、実際の3本杭の実験では杭1と杭3の間にもう1本の杭2が存在しているので、そこに2本の杭のみの影響を含む影響係数を代入するところに多少問題は残る。

次節では、本節で示した1g下の小型模型実験に対する考察を踏まえて、遠心載荷装置を用いた遠心模型実験を2本群杭に対して実施したので、その手法と結果を述べる。

第3節 水平力を受ける2本群杭の相互作用に関する遠心模型実験

3. 1 遠心模型実験の概要

前節では杭と地盤の相互作用の検討を行うために、長方形断面杭を用いて1g下で小型の模型実験を実施した。一般に実験結果を実際の杭の応用するためには、相似則を一致させることが必要であるが、1g下の模型実験は幾何学的相似則は満足されるものの力学的相似則を満足できない。ところが遠心模型実験では、実物の縮尺 $1/n$ の模型を重力加速度の n 倍の遠心力場において、模型内に実物と同じ自重応力状態を再現することが

でき、縮尺模型に実物と同じ挙動を生じさせることが期待できる。このような遠心模型実験の利点を生かして、本節ではより実地盤に近い応力状態で前節と同様の2本杭の模型実験を行い、杭と地盤の相互作用について検討する。

3. 1. 1 杭の水平抵抗に関する遠心模型実験の実施例

ここでは遠心模型実験の概要を述べる前に、過去に実施された杭の水平抵抗に関する遠心模型実験を紹介する。

杭の水平抵抗に関する遠心載荷装置を用いた先駆的な模型実験は、Scottによる研究⁹⁾である。Scott⁹⁾は、飽和シルトを用い、繰り返し荷重を大変形領域まで与え、土にどのような影響を与えるかを調べた。またOldham¹⁰⁾は、現場の状態を再現するために、遠心加速度をかけた状態で杭を打設した後、単調載荷と繰り返し載荷実験を行った。さらにBarton¹¹⁾は、杭中心間隔、杭配置を変化させた群杭実験を行い、杭中心間隔が大きくなるにつれ群杭効果は小さくなり、杭中心間隔が8.0 d のとき群杭効率 η は1になることを示した。またLyndon & Pearson¹²⁾やNunezら¹³⁾も水平載荷実験を実施し、Nunezらは現場実験との比較を行い、遠心模型実験の有効性を検証した。

日本国内における最初の研究は、寺師ら¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾が行った実験である。まず初めに寺師ら¹⁴⁾は、遠心力場における模型実験の相似則の検証を行った。さらに応用例として、捨石地盤中の杭の挙動や、斜面を有する地盤内の杭の水平抵抗に関する遠心模型実験を実施した¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾。また横山ら¹⁸⁾¹⁹⁾は、杭径10～20mmの杭を用い、遠心加速度を最大100gまで加えることにより、口径200cmまでの大口径杭実験を可能にするシステムの確立と、水平地盤反力係数 k 値の杭径依存性について検討を行った。さらに杭中心間隔比 s/d を変化させた、2×2本ボックス配列群杭に関する実験より、群杭効率 η は、杭中心間隔比の増加にともなって増大することを示した。藤井ら²⁰⁾²¹⁾は、鋼管矢板井筒基礎の挙動を解明するための基礎研究として、単杭、2本並列・直列群杭の遠心模型実験を行った。

以上過去の実験例を示したが、遠心載荷装置を用いた遠心模型実験の相似則の検証に関しては、種々の文献¹⁰⁾¹¹⁾¹⁴⁾¹⁸⁾で発表されており、杭の水平抵抗に関しては、その正当性は証明されたといえる。

3. 1. 2 遠心載荷実験装置の概要²²⁾²³⁾

本実験で用いた遠心力載荷実験装置を図-4.17に示す。本遠心力載荷実験装置では、

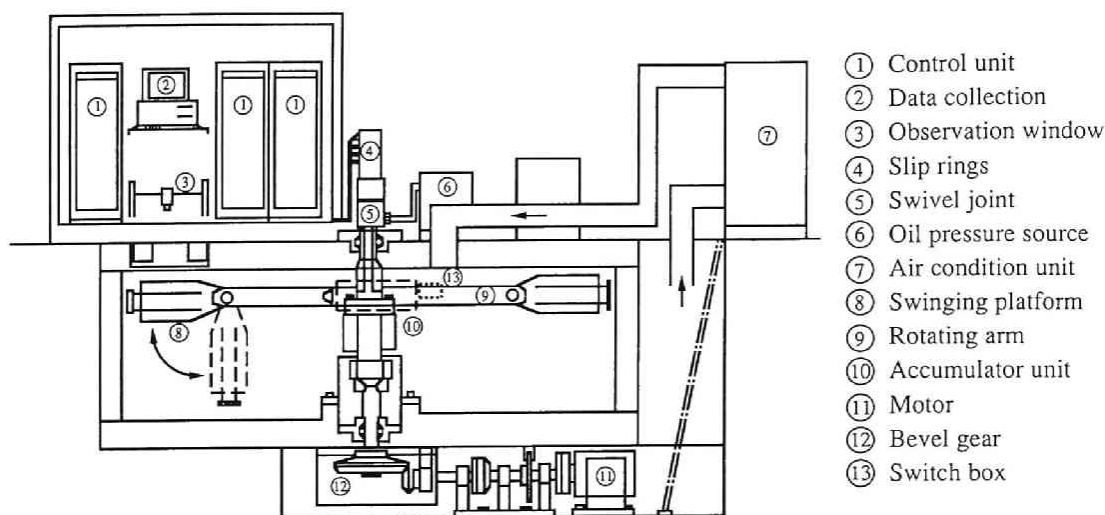


図-4.17 遠心力载荷実験装置²²⁾

アーム（図-4.17中(9)）の回転速度が上昇するとともに模型装置に作用する遠心力が大きくなり、プラットホーム(8)が起き上がる機構（スイングングプラットホーム）となっている。所定の遠心加速度に達した後実験を行うが、ピット内外間の制御信号の伝達にはスリップリング(4)を利用する。また実験中における模型の挙動は、電気的および視覚的にモニターすることができる。杭のモーメント分布を求めるためには、多点計測が必要となるが、アーム上にはスイッチボックス(13)が搭載されている。

本装置の概略仕様は、アーム回転軸より模型中心までの有効回転半径2.5m、最大設計遠心加速度200g、スイングングプラットホームの積載重量120kgfであり、実験容量は24 g-tonである。他機関の遠心力载荷実験装置の主な仕様²⁴⁾と比較し、世界的にみて大型装置が開発されつつある昨今では、本装置は中規模であるといえる。

3. 1. 3 模型杭と実験土槽

模型杭の水平载荷実験は、図-4.18および写真-4.1に示す装置を用いて行った。土槽は、長さ52cm、幅24cm、高さ43cmの鋼鉄製箱型である。

模型杭は、図-4.19に示すように、杭径 d が1.5cm、肉厚0.1cm、長さ45cmのアルミ管である。模型杭には杭に発生する曲げモーメントを計測するために、地表面下に7点にそれぞれ一対、計14点のひずみゲージを貼り付けている。模型杭を片持ちばりとして載

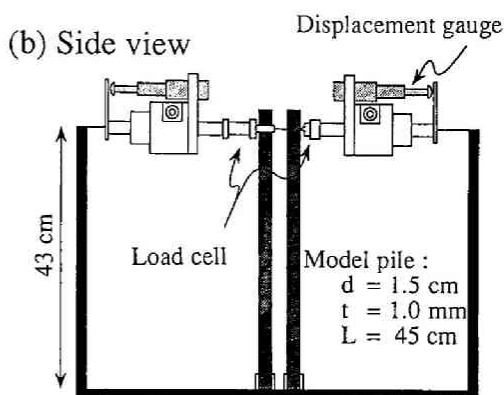
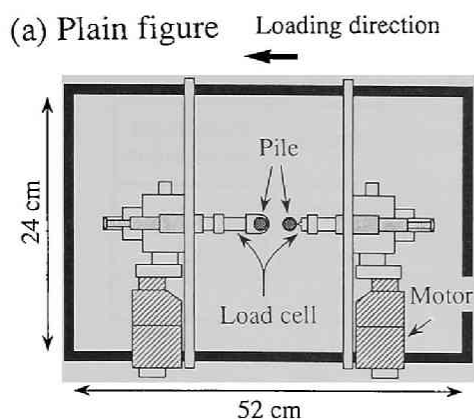


図-4.18 実験装置

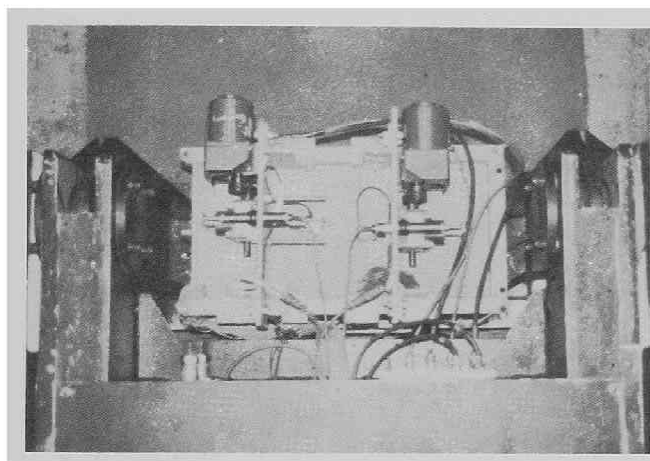
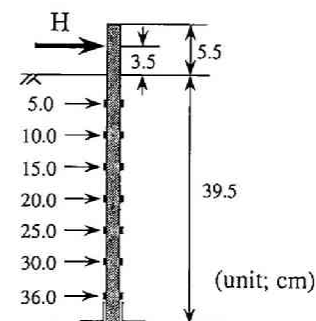


写真-4.1 実験装置



Model pile :
Pile diameter $d = 1.5 \text{ cm}$
Pile thickness $t = 1.0 \text{ mm}$
Pile length $L = 45 \text{ cm}$

図-4.19 模型杭と曲げゲージの位置

荷実験を行い、模型杭の EI を求めた結果、 $EI = 7.798 \times 10^4 \text{ kgf cm}^2$ であった。遠心加速度としては $40g$ を採用したので、想定している鋼管杭およびプロトタイプに換算した杭を含めて、杭の諸元を表-4.6に示す。本模型杭は、アルミ管を用いることにより、想定鋼管杭と同等の曲げ剛性 EI をプロトタイプ杭が持つように設定している。

杭先端は固定、杭頭は自由とし、地表面からの載荷点高さ（自由長）は 3.5 cm である。載荷方法は、モーターを用いて変位制御で行い、種々の杭配置による煩雑さを防ぐため 2 個のモーターを用いて、1 つは圧縮用、もう 1 つは引張り用として杭に別々に荷重を与

表-4.6 模型杭・プロトタイプ杭・想定鋼管杭の諸元

	d (cm)	t (cm)	L (m)	EI (kgf cm ²)	Material	Centrifugal acceleration
Model pile	1.5	0.1	0.4	7.80×10^4	Aluminum	
Prototype pile	60	4.0	16	2.00×10^{11}	Aluminum	40g
Supposed pile	60	1.2	20	2.01×10^{11}	Steel	

える。また変位の計測に関しては、図-4.18(b)に示したように杭の変位を直接計測するのではなく、荷重を加えている軸の変位を変位計で計測した。

3. 1. 4 模型地盤作成方法と物性値

本実験の地盤作成方法は、スリット幅を調整できるホッパーを用いて地盤材料を土槽上から落下させる方法を採用し、以下に述べるa)～d)に示す手順で地盤を作成した。

- 杭を所定の位置に設置した後、土槽上にホッパーをセットする。
- 地盤の密度は、ホッパーのスリット幅に大きく影響を受けるため、スリット幅を1.5mmにセットする。
- 一定の高さ（高さ1m）から、土槽全体に均等にいきわたるように、一定の乾燥した豊浦標準砂を落下させ、所定の高さになるまでこの操作を繰り返す。
- 地盤の表面をはけで整形し、重さを計測する。

本実験は、杭頭が自由であるため杭間を固定することが困難であるが、杭先端を固定するねじを調整することによって、あらかじめ杭間の距離を固定した。

地盤材料には乾燥した豊浦標準砂を使用しており、土槽全体の重量を計測して土試料の単位体積重量 γ を求めると、 1.61gf/cm^3 であった。間隙比 e は0.638で、相対密度 D_r は90.8%であり非常に密な状態である。

遠心場での地盤物性を調べるため、40g下でミニチュアコーン貫入試験（コーン径0.8 cm）を実施した。図-4.20にプロトタイプ換算した q_c の分布を示す。3本の線はそれぞれ相対密度の違いを示すが、いずれの場合も深くなるにつれ q_c の値が線形的に増加する。また全ての実験（24ケース）において、実験終了後ポータブルコーンを用いて地盤の再現性の確認を行ったが、地盤のばらつきは±10%以下で再現性は良好であった。

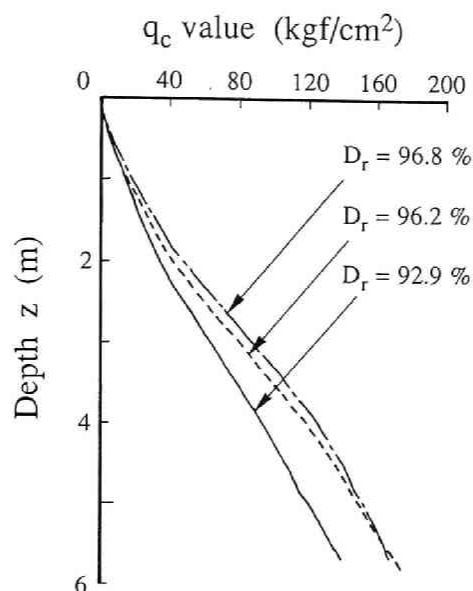


図-4.20 40g下で実施したミニチュアコーン貫入試験の結果

3. 1. 5 杭配置と載荷方法

今回の実験では、図-4.21に示す単杭実験と2本杭実験を行った。2本杭実験では、前節の小型模型実験と同様に、杭中心間隔 s および後方に位置する模型杭1から見た杭中心線と載荷方向のなす角度 β をパラメータとした。すなわち s は、杭径 d の2.0, 2.5, 3.0, 4.0倍、 β は 0° , 30° , 45° , 60° , 90° に変化させ、合計20パターンの実験を実施した。以下、模型杭1, 模型杭2をそれぞれ杭1, 杭2と略称する。

(a) Single pile test (b) Group pile test

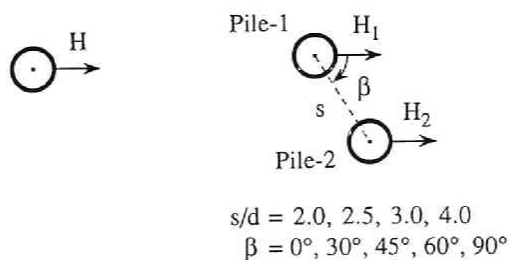


図-4.21 実験の種類とパラメータ

(a) 単杭実験, (b) 2本群杭実験

杭頭がフーチング等で固定された状態で、フーチングに水平荷重を直接載荷する従来の群杭実験と比べて、本実験の特徴は、杭頭が連結されていない状態で各杭の杭頭にそれぞれ別々に同一変位を加えるところにある。本実験では、前節の小型模型実験と異なり変位制御で実験を実施しており、載荷速度は1.0mm/minで、載荷点変位 $\delta = 1.5\text{mm}$ （杭径の10%、 $\delta/d = 0.1$ ）まで変位させた後、荷重がゼロになるまで除荷した。なお本実験では再載荷は行っていない。

測定項目は、前述した各ひずみゲージの値および杭頭部における荷重および変位を計測するためのロードセル、変位計の値である。これらの値を杭頭変位が0.15mm（ $\delta/d = 0.01$ ）ごとに計測した。なお実験は、40gまで加速度を上げた後、10分間遠心加速度を与え続けた後に載荷を開始した。

3. 2 遠心模型実験結果および考察

以下の遠心模型実験に関しては、全てプロトタイプに換算して表す。模型の縮尺を $1/n$ 、遠心加速度を $n\text{g}$ とした場合の遠心実験における相似則を表-4.7に一覧表にして示すが、長さに関しては n 倍、力に関しては n^2 倍になる。

表-4.7 遠心模型実験における相似則

	Prototype	Centrifuge model
Length	1	$1/n$
Stress	1	1
Strain	1	1
Mass density	1	1
Displacement	1	$1/n$
Force	1	$1/n^2$

3. 2. 1 単杭の実験結果

図-4.22に単杭実験における荷重～変位関係の、4回の実験における平均値（白丸）および測定値の幅（破線）を示す。測定値のばらつきはほとんどなく、模型地盤の再現性は非常に良好である。

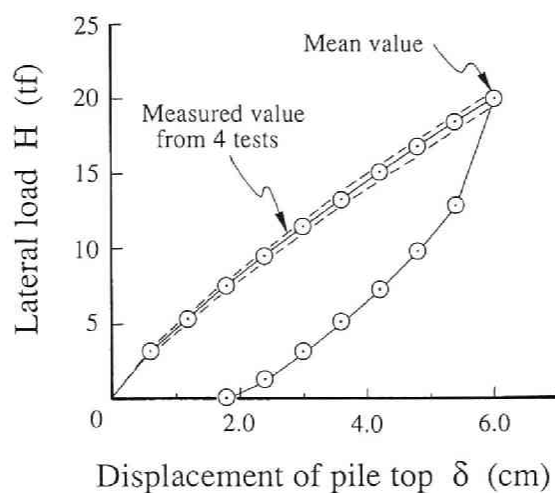


図-4.22 単杭の荷重～変位関係

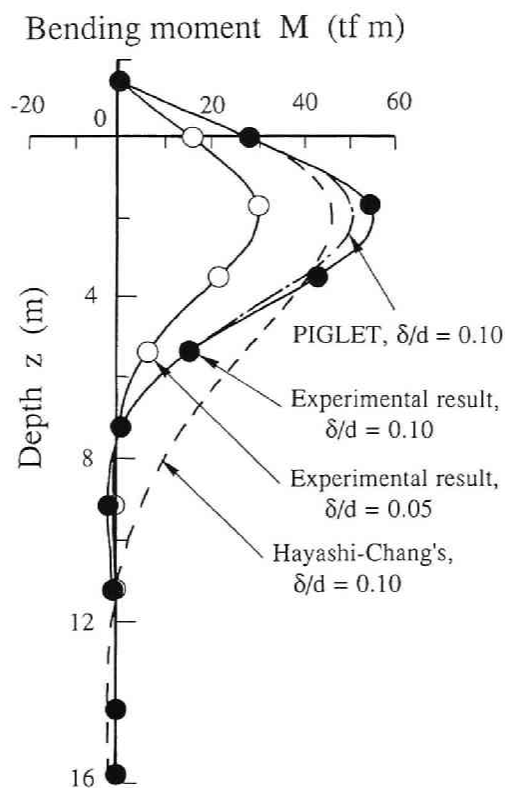


図-4.23 単杭のモーメント分布

第2章と第3章では、水平力を受ける単杭の変位から地盤定数を決定し、群杭の変位

を推定する手法として、Randolphの解法（PIGLET）の適用性を検討し、群杭効率を定量的に評価できることを示した。そこで同様の手法で遠心模型実験結果をPIGLETで評価するために、単杭の杭頭変位 δ が6.0cm ($\delta/d=0.1$) 時の荷重 $H=20.6\text{tf}$ を用いて、地盤定数を逆算すると、 $G_0=0\text{kgf/cm}^2$ 、 $\Delta G/\Delta z=0.153\text{kgf/cm}^3$ となった。この地盤定数を用いて、単杭の曲げモーメント分布を示したものが図-4.23である。PIGLETは、地盤をS型地盤と評価しモーメントを計算できるので、前節の結果と同様にC型地盤を仮定する林-Chang式（逆算 k 値 $=0.585\text{kgf/cm}^3$ ）より適切に単杭の実験結果を評価し得る。

3. 2. 2 群杭の荷重～変位関係とモーメント分布

図-4.24、図-4.25に s および β をパラメータとした、載荷点における荷重～変位関係の実験結果を示す。ただし図-4.24は β を $\beta=0^\circ$ と一定にし、 s を変化させた場合の荷重～変位関係を、また図-4.25は杭中心間隔 s を $s/d=2.5$ と一定にし、 β を変化さ

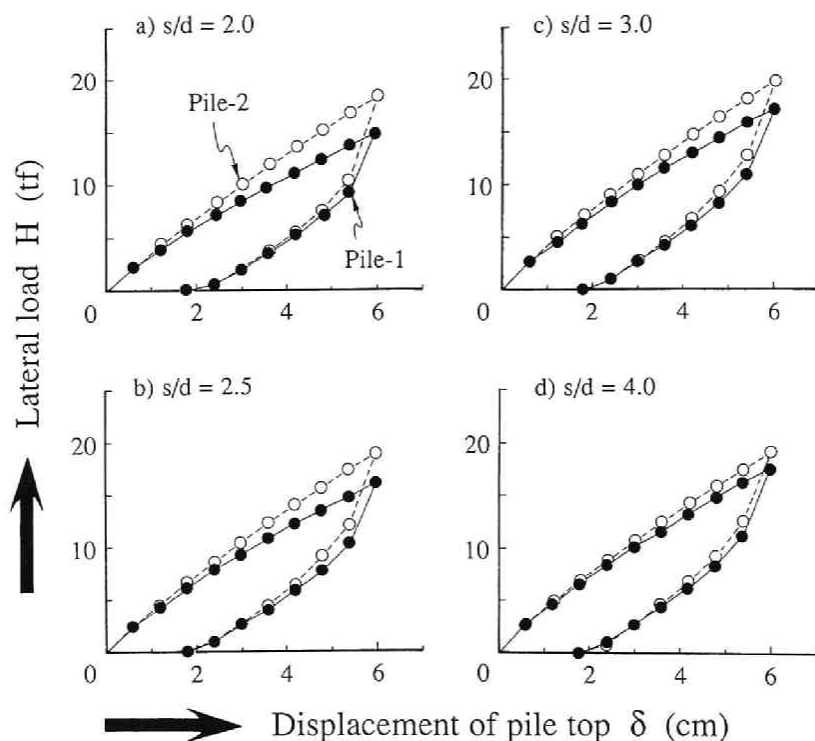


図-4.24 群杭の荷重～変位関係 ($\beta=0^\circ$)

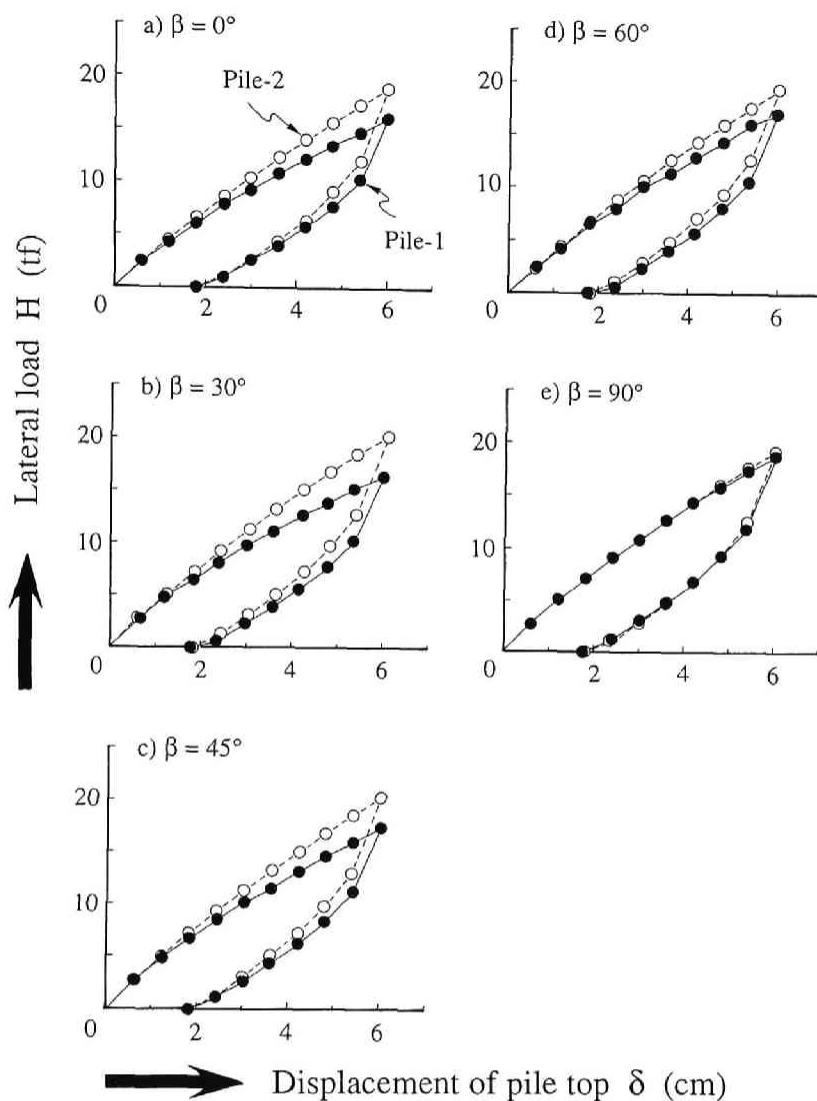


図-4.25 群杭の荷重～変位関係 ($s/d = 2.5$)

せた場合の荷重～変位関係をそれぞれ示している。いずれの場合も変位レベルが小さいとき ($\leq 3\text{cm}$, δ/d が5%未満) は、杭1と杭2の受け持つ荷重はほとんど変わらないが、変位レベルが大きくなるにつれその差は大きくなる。実際問題としては、変位レベルの小さいときも相互作用の影響は大きいと考えられるが、本実験では変位計測の精度上 δ/d が1%ごとしか計測できず、変位レベルの小さい部分の議論はできない。このように遠心模型実験は、大きな変位を与える問題に対して有利であるが、小さな変位レベ

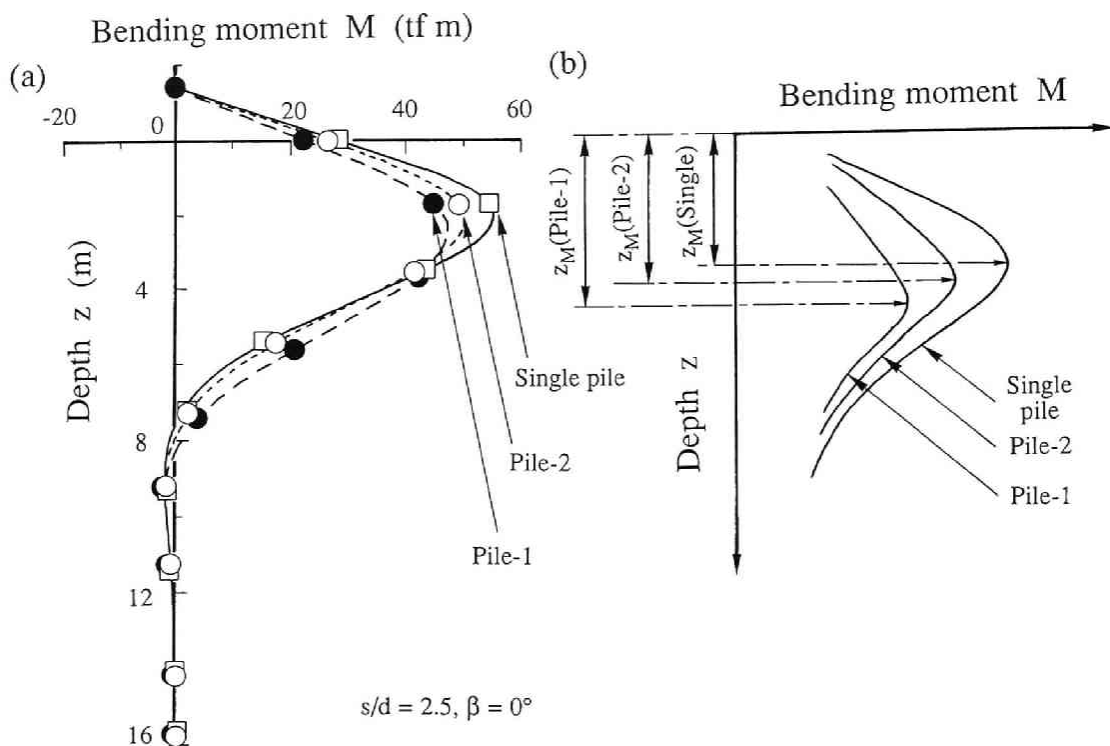


図-4.26 群杭の曲げモーメント分布

(a) 単杭との比較 ($s/d = 2.5$, $\beta = 0^\circ$)

(b) 最大曲げモーメント発生深さ z_M

ルでの議論には不向きである。

また図-4.24および図-4.25と単杭の荷重変位曲線を比較すると、杭1、杭2ともに単杭よりも杭の受け持つ荷重が少ない。また $\beta = 90^\circ$ の場合は、杭1と杭2は同一の挙動となるが、それ以外のパターンでは、杭1の受け持つ荷重が杭2よりも小さい。これらは杭1と杭2の相互作用による前面地盤の地盤反力の違いによるが、前節の1gでの実験結果と定性的傾向は等しい。

次に $s = 2.5 d$ 、 $\beta = 0^\circ$ の場合の、杭1、杭2の曲げモーメント分布を図-4.26(a)に示す。計測点間は3次スプライン関数で近似している。図から以下のことが読み取れる。

- 1) 杭1（後方杭）の方が杭2（前方杭）よりも深いところまでモーメントが発生している。また最大曲げモーメント発生深さ z_M は、杭1、杭2、単杭の順に深くなる ($z_M(\text{Pile-1}) > z_M(\text{Pile-2}) > z_M(\text{Single})$ 、図-4.26(b)参照)。
- 2) 最大曲げモーメントの値は単杭の場合が最大で、杭2、杭1の順に小さくなる。

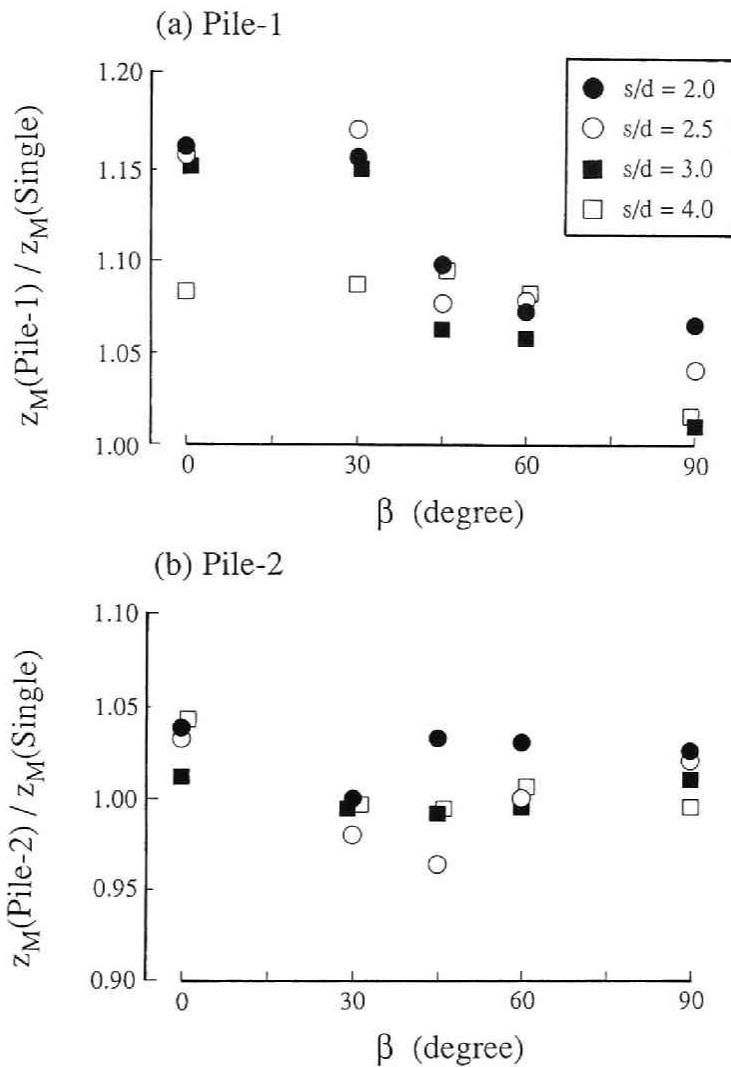


図-4.27 単杭と群杭の最大曲げモーメント発生深さの比較

(a) 杭 1 (後方杭), (b) 杭 2 (前方杭)

ただし実験は、変位制御で行っているので各杭が杭頭で6cmと同一の変位時を比較しており、各杭に作用する荷重は杭によって異なっている。

上記1)の傾向をより明確にするために、 β をパラメータとして、杭頭変位が6cmの場合の群杭各杭の最大曲げモーメント発生深さ ($z_M(\text{Pile-1})$, $z_M(\text{Pile-2})$) を、単杭の発生深さ ($z_M(\text{Single})$) で規準化した図を図-4.27に示す。前方に位置する杭2では、発生深さは単杭と変わらないものの、後方に位置する杭1では、杭配置に大きく影響を受

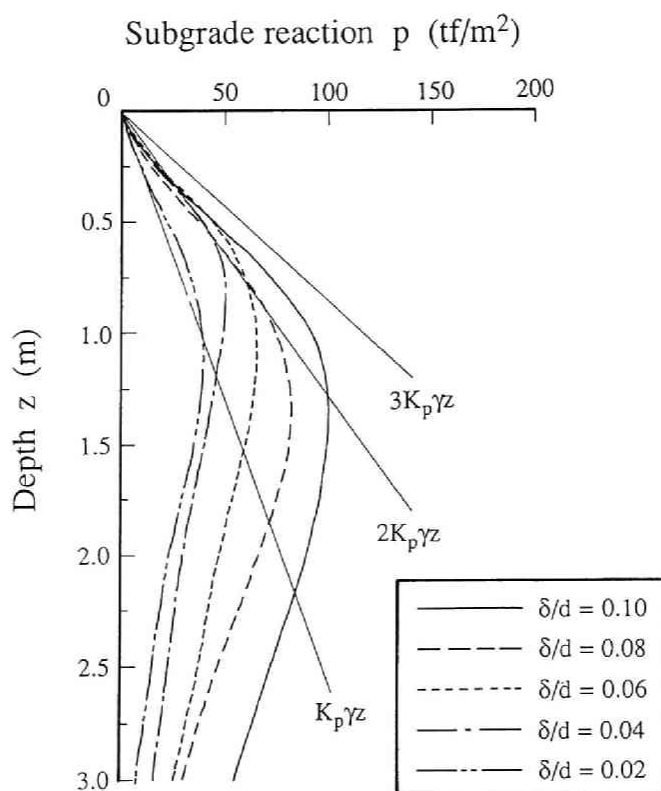


図-4.28 単杭の地盤反力

け、 β が小さくなり载荷方向に対して直列状態になるにつれて、発生深さは単杭と比較して深くなる。

3. 2. 3 地盤反力分布

第3章の2. 2. 5に示したように、杭に発生する曲げモーメント分布を2回微分することにより、杭に働く地盤反力を求めた。

単杭に関する地盤反力と深さの関係を図-4.28に示す。図中にはクーロンの受働土圧 $K_p \gamma z$ の深さ方向の分布も合わせて示した。杭頭変位が1.2cm ($\delta/d = 0.02$) のときは、地盤反力の深さ方向に対して増加する割合が小さく、その傾きは $K_p \gamma z$ 程度である。しかし杭頭変位が2.4cm ($\delta/d = 0.04$) 以後は、地表面近傍で増加がみられず、傾きは一定となり $K_p \gamma z$ の約2.5倍である。したがって地盤の極限地盤反力はこの程度と考えられる。また $\delta/d = 0.04$ より大きくなると、極限地盤反力に達する地盤の深さが増加す

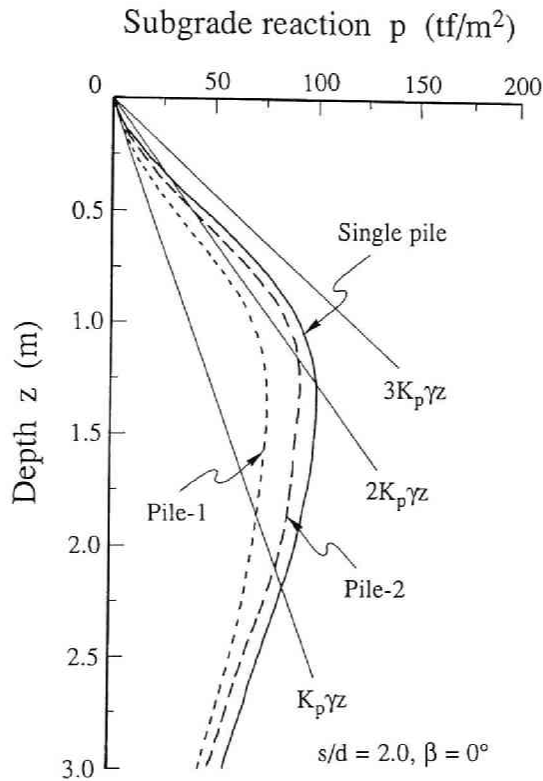


図-4.29 群杭と単杭の地盤反力の違い ($s/d = 2.0$, $\beta = 0^\circ$)

る傾向が見られ、杭頭変位が 6.0cm ($\delta/d = 0.1$) において極限地盤反力に達している地盤深さは 1m 程度となる。第3章に示した土木研究所で実施された砂質地盤内の鋼管杭の大変形水平載荷実験²⁾の結果からも、地盤反力度は概ね $3K_p\gamma z$ 程度とされているが、地表面に近い杭径の2.5倍までの領域では、 $3K_p\gamma z$ をやや下回ることが確認されている。以上極限地盤反力がクーロンの受働土圧の何倍であることを示すパラメータを、以後 α_p と略称する。

杭頭変位が 6.0cm ($\delta/d = 0.1$) 時の、 $s/d = 2.0$, $\beta = 0^\circ$ 群杭と単杭の地盤反力度の分布の違いを図-4.29に示す。初期の傾きは、 $\beta = 0^\circ$ の後方杭が最も小さく $\alpha_p = 2$ 程度になっているが、その他ではそれほど大きな差は生じていない。これは後方に位置する杭は、杭間からの地盤から受ける地盤反力が小さいことを意味する。このために、後方杭の支持力の低減が著しいことが理解できる。第3章に示した図-3.17のボックス配列杭の大型模型実験結果と比較すると、遠心模型実験の結果では後方の地盤反力が2倍程

度になっている。

次に杭頭変位が6.0cm時の、 $\beta = 0^\circ$ における各杭の極限地盤反力の低減率と杭中心間隔比 s/d の関係を図-4.30に示す。杭1（後方杭）では、杭中心間隔が狭くなるにつれて極限地盤反力の低減率は小さくなり、 $s/d < 2.5$ では0.6～0.7程度である。一方杭2（前方杭）では、低減率は杭中心間隔の影響を受けずほぼ1と一定で、単杭と同一の地盤反力が期待できる。

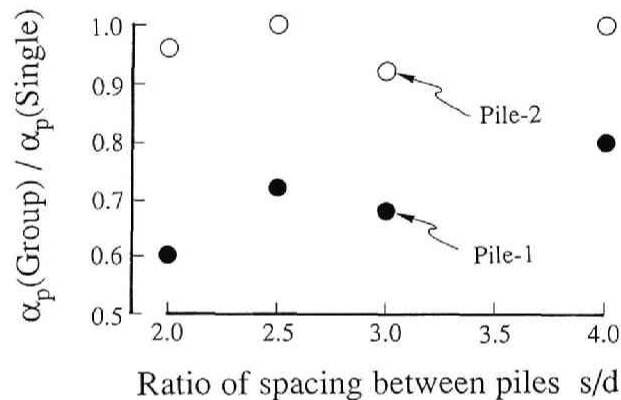


図-4.30 単杭の地盤反力に対する群杭の地盤反力の低減率

3. 2. 4 群杭効率

群杭効率 e は、単杭と群杭の杭頭変位が同一の場合作用荷重から求めることができ、群杭と単杭の作用荷重をそれぞれ H_s （単杭）， H_1 （杭1）， H_2 （杭2）とすると、杭1と杭2に作用する荷重の和（ $H_1 + H_2$ ）をもって群杭の支持力となり、以下のように群杭効率を表現することが可能となる。

$$\text{群杭効率 } e = (H_1 + H_2) / (2 \times H_s) \quad (4-6)$$

$\delta/d = 0.1$ の場合について、このような群杭効率 e を縦軸に β を横軸にとってプロットしたものを図-4.31に示す。 s/d が大きくなるほど、また、 β が 90° に近づくほど群杭効率は大きくなり、1に近づく。

また、群杭と単杭の変位が等しい場合の各杭の受け持つ荷重をそれぞれ H_s （単杭），

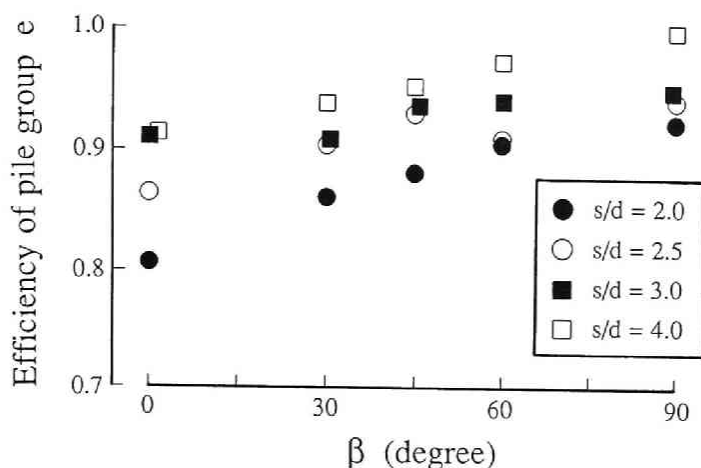


図-4.31 群杭効率 e と β の関係

H_1 (杭1), H_2 (杭2) とすると, 各杭の群杭効率は $e' = H_1/H_s$, H_2/H_s として求められる. 杭1, 杭2 について, この群杭効率 e' を縦軸に β を横軸にとり, 杭中心間隔比 s/d をパラメータにとって, 杭頭変位 $\delta = 6.0\text{cm}$ ($\delta/d = 0.1$) の場合についてプロットしたものを図-4.32に示す. 杭1は, 杭配置が違っていても e' はほとんど変化しておらず, 杭配置の影響をほとんど受けていない. それに対して杭2は, 杭中心間隔比 s/d が大きく, また β が大きくなるにつれ e' は大きくなる傾向が見られ, 後方に位置する杭は杭配置の影響を大きく受ける.

3. 2. 5 影響係数

第2節で考察したように, パラメータ β^* と式(4.4)を用いて α_{12} と α_{21} の値を実験結果から推定する. β^* を横軸にとり影響係数を縦軸にとって, 杭中心間隔比 s/d をパラメータとしてプロットしたものを図-4.33に示す. 図中破線は3次多項式で実験値を近似した曲線, 実線はPIGLETによる値である. 図にはOchoa & O'Neill⁹⁾, Barton¹¹⁾および土木研究所²⁵⁾の実験結果も合せて示した. ただしこれらの実験結果は, 遠心模型実験¹¹⁾あるいは大型模型実験⁸⁾²⁵⁾結果である. 図-4.33から杭中心間隔 s/d が大きくなるにつれ, 影響係数の値は小さくなっている. また β^* が 90° から 180° に相当する α_{12} は, α_{21} よりも大きな値を示しており, これは前章の1g下の小型模型実験結果と一致する. しかしPIGLETは, 各杭の影響係数の値を過大評価しており, 影響係数を定量的に表せていな

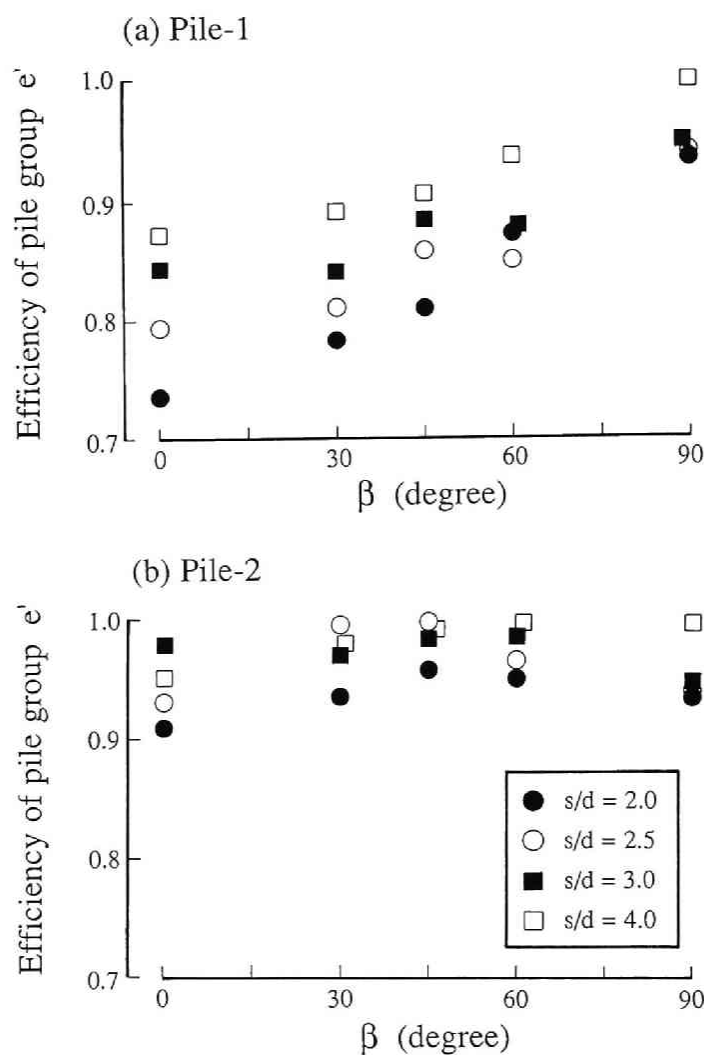


図-4.32 各杭の群杭効率 e' と β の関係

(a) 杭 1 (後方杭), (b) 杭 2 (前方杭)

い.

一般に影響係数を求める場合、同一変位時の荷重の違いから求める手法と、同一荷重時の変位の違いから求める手法がある。図-4.33a)の黒丸印と白丸印の比較により、影響係数は同一荷重時の変位の違いから求める方が、 β^* が 90° から 180° に相当する α_{12} の値が大きくなる。

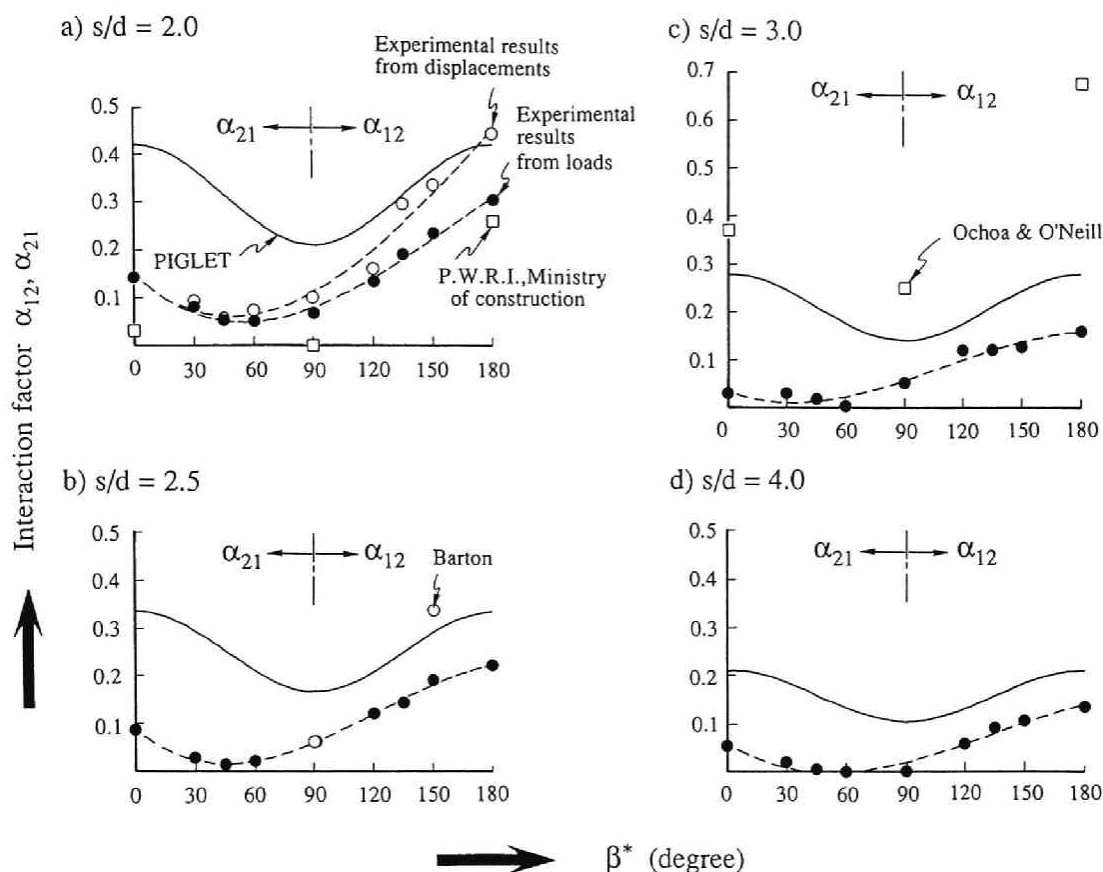


図-4.33 影響係数 α_{ij} と β^* の関係

第4節 杭の水平抵抗に関する3次元弾塑性有限要素法の開発

4. 1 3次元弾塑性有限要素法 (GPIL-3D) の概要

4. 1. 1 3次元弾塑性有限要素モデル

第2章では、水平力を受ける群杭に関する中型模型実験結果を説明できる数値解析手法として、地盤を層状に分割した擬似3次元弾性有限要素モデル (GPIL) を開発した。しかし本モデルの杭の変形パターンは、図-2.22に示すように鉛直方向の自由度を持たないために、実際の杭の変形パターンを過小評価する傾向がある。そこで実際の杭とそ

の周辺地盤の変形パターンを表現するためには、どうしても3次元解析が必要となり、GPiLEをさらに発展させ、新たに3次元弾塑性有限要素モデル (GPiLE-3D) を開発した。本節では、杭の水平抵抗に関する模型実験の中で、本章の第2節に示した1g下での小型模型実験を取り上げ、GPiLE-3Dの適用性を検討した。

純粋な3次元解析では、記憶容量と計算時間が膨大となる。そこで新しく開発した3次元弾塑性有限要素法 (GPiLE-3D) では、記憶容量の縮小化を共役傾斜法を用いることにより解決した。GPiLE-3Dの概要は、以下のようにまとめられる。

- 1) 反復法的一种であり、連立方程式を解くにあたり非ゼロ要素のみ計算する共役傾斜法を用いて、記憶容量と演算量の縮小化を図る。
- 2) 弾塑性解析であり、塑性構成式はDrucker-Pragerの破壊規準を降伏関数とし、Associated Flow Ruleを適用して求まる。ここでAssociated Flow Ruleを適用しているために、地盤はせん断変形により常に体積増加するものと仮定している。
- 3) 杭要素ははり要素ではなく、通常的地盤を表現する要素と同じ要素を用いる。
- 4) 杭周辺地盤の引張り領域には、一定の引張り応力が生じると要素の弾性定数をゼロに近い値に低下させ、それより大きな引張り応力を発生させない、No-Tension解析²⁶⁾を行う。

3)に記述したように、杭体を表現するためにははり要素を用いずに、土を表現する要素と同じ要素を用いた理由は、はり要素を用いると共役傾斜法の有効性が低下することが、予備解析の結果判明したためである。

以下記憶容量の縮小化を図る共役傾斜法を概説する²⁷⁾。共役傾斜法は式(4-7)の解 x が、式(4-8)の関数の最小点を与えることを基本としている。

$$Ax = b \quad (4-7)$$

$$f(x) = \frac{1}{2} (x, Ax) - (x, b) \quad (4-8)$$

ここで、 A は n 行 n 列の対称かつ正底値行列で、 (a, b) は a と b の内積を表す。すなわち、 $f'(x)=0$ と $Ax=b$ は同値であり、 $f'(x)=0$ を逐次近似で解くことを考える。

いまベクトル P_i が A に関して直交系 (線形独立) をなすとする、共役傾斜法では、以下のようなアルゴリズムで近似解 x を求めることができる。

x_0 を任意の初期ベクトルとして

$$r_0 = b - Ax_0 \quad P_0 = r_0 \quad (4-9)$$

とおく. $k = 0, 1, 2, \dots$ について次の反復計算を行う.

$$\alpha_k = \frac{(P_k, r_k)}{(P_k, A P_k)} \quad (4-10)$$

$$x_{k+1} = x_k + \alpha_k P_k \quad (4-11)$$

$$r_{k+1} = r_k - \alpha_k P_k \quad (4-12)$$

$$\beta_k = \frac{(r_{k+1}, A P_k)}{(P_k, A P_k)} \quad (4-13)$$

$$P_{k+1} = r_{k+1} + \beta_k P_k \quad (4-14)$$

この反復は $P_k = 0$ となるまで繰り返すが, $P_k = 0$ とは, x_k が厳密解になっていることを示す. 理論的には n 回まで反復すれば, 必ず $P_n = 0$ となるが, 具体的には, ある許容誤差を定めておいて収束判定を行う.

GPILE-3Dでは, 地盤を弾塑性材料と仮定しており, 載荷実験をシミュレートするためには地盤定数を決定する必要がある. 必要な地盤定数は, 弾性定数として地盤のヤング率 E_s およびポアソン比 ν_s , 塑性領域に対しては単位体積重量 γ , 静止土圧係数 K_0 , 粘着力 c , および内部摩擦角 ϕ である. また弾塑性解析であるGPILE-3Dを用いると, 杭体の変形モード, 地盤変位, 塑性域の広がり (平面および深さ方向), 杭に近接した要素の応力経路等を求めることができる. しかし杭体には, はり要素を用いていないために, 曲げモーメントを直接求めることはできない.

4. 1. 2 解析対象と解析モデル

GPILE-3Dの適用性を検討するために, 本章の第2節に示した2本杭の小型模型実験を

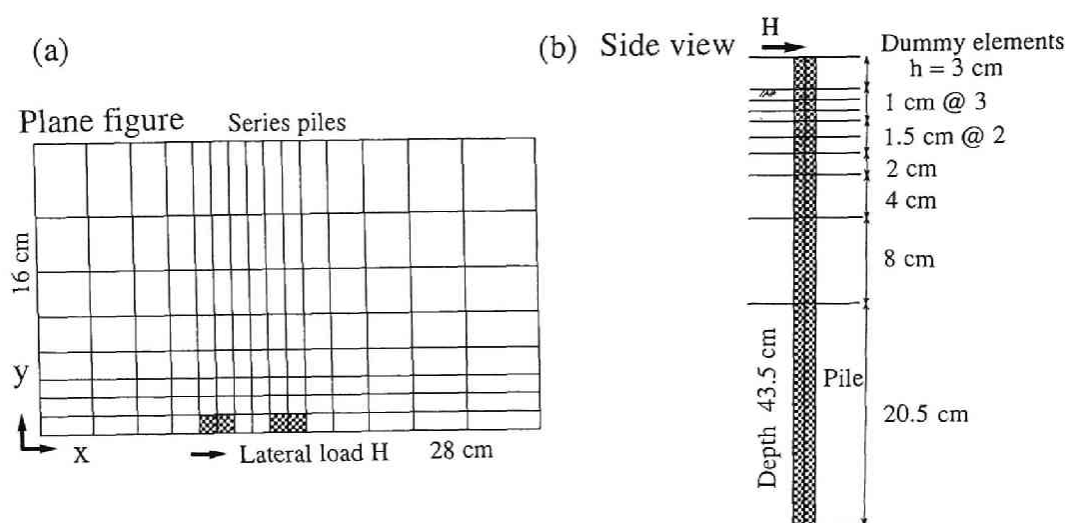


図-4.34 有限要素メッシュ

(a) 平面の有限要素メッシュ, (b) 深さ方向の層分割

解析した。単杭・ $\beta = 0^\circ$ の直列杭・ $\beta = 90^\circ$ の並列杭 ($s = 2.0 d$) の計3種類の解析を実施した。

解析に用いた有限要素メッシュを図-4.34(a)に示す。単杭、直列杭および並列杭を同一のメッシュで計算できるように、有限要素分割を配慮している。ここでメッシュは $28 \times 32 \times 43.5\text{cm}$ の直方体を対象とし、左右対象でその半分だけを取り上げた。模型杭は、杭幅 $d_w = 2\text{cm}$ 、杭厚 $t = 3\text{mm}$ の長方形断面杭であるが、模型杭と同一の曲げ剛性を有する杭幅 $d_w = 2\text{cm}$ の立方体断面杭として取り扱った。

水平力は、杭中心部に集中荷重として作用させ、 0.8kgf まで 0.1kgf ごと8ステップで荷重を加えた。地盤は、図-4.34(b)に示すように深さ方向を10層に分割し、第1層は地表面より上の自由長の部分を表わし、ダミー要素として弾性係数を極端に下げている。境界条件は、底面の節点は全方向固定、対称面 ($x-z$ 面) は y 方向固定、その他の節点は全方向自由とした。本解析の接点数は1584、要素数は1080である。従来の擬似3次元FEM (GPPILE)、3次元FEM (バンドマトリックス法)、3次元FEM (GPPILE-3D、共役傾斜法) それぞれの解法 (倍精度) における全体剛性マトリックスの記憶容量を比較すると、 8.0M バイト、 17.5M バイト、 2.9M バイトとなり、共役傾斜法を用いた本解析手法の有効性が理解できる。

GPILE-3Dでは地盤を弾塑性材料と仮定しており、載荷実験をシミュレートするためには、地盤定数を決定する必要がある。地盤のヤング率 E_s は、単杭の実験結果よりPIGLETで求めた逆算値を用い、他の定数は表-4.8に示す値を仮定した。

表-4.8 解析に用いた地盤定数

Pile constants	Young modulus : $E_p = 2500 \text{ kgf/cm}^2$ Poisson's ratio : $\nu = 0.3$
Ground constants	Young modulus : E_s $\Delta E_s / \Delta z = 0.35 \text{ kgf/cm}^3$ Poisson's ratio : $\nu = 0.33$ unit weight : $\gamma = 1.5 \text{ gf/cm}^3$ coefficient of earth pressure : $K_0 = 1.0$ cohesion : $c = 0 \text{ kgf/cm}^2$ internal friction angle : $\phi = 30^\circ$

4. 2 小型模型実験結果とGPILE-3Dの比較

4. 2. 1 荷重～変位関係と杭周辺地盤の塑性領域

図-4.35に単杭と直列2本杭の荷重～変位関係の解析結果を示す。単杭の挙動に関しては、GPILE-3Dは定量的に実験結果を説明できる。しかし2本杭の相互作用による変位

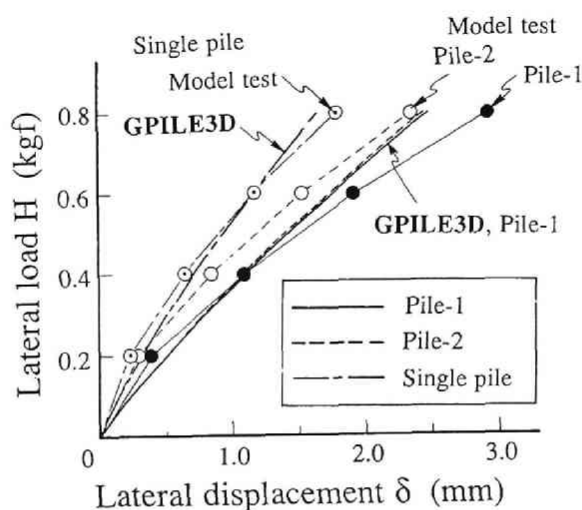


図-4.35 単杭と直列2本杭の荷重～変位関係

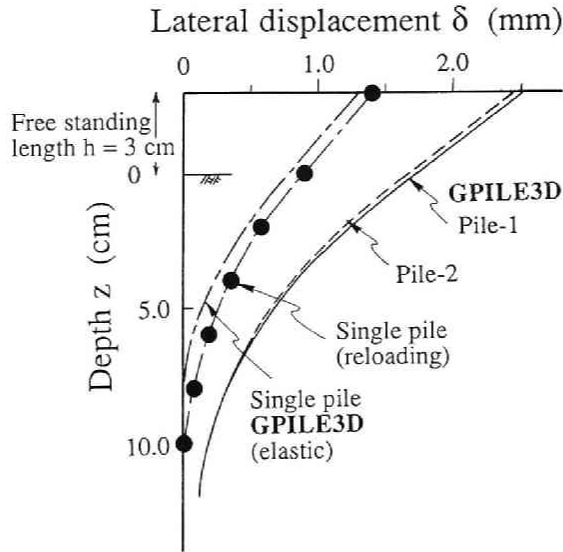


図-4.36 深さ方向の杭体の変形モード

の増加という群杭効果は表現し得ているものの、直列状に位置する杭1（実線）と杭2（破線）の違いを表現できず、杭1の変形量が数パーセント大きいだけである。

次に深さ方向の杭体の変形モードの解析結果を図-4.36に示す。図には単杭の再載荷時の変位分布と、GPILE-3Dによる弾性計算の結果を比較している。さらに2本杭の杭1と杭2の変形モードの解析値を示している。単杭の変位モードは実験と解析でよく一致しているが、2本群杭の各杭の挙動の差異は深さ方向に関しても同一の傾向を示す。

図-4.37には $H=0.8\text{kgf}$ 載荷時の杭周辺地盤の塑性領域を示している。図a)は地盤最上層部の平面的な広がりを、また図b)では対称面 ($x-z$ 面) での塑性領域を示し、群杭の場合は、荷重の増加による塑性領域の進展も合わせて図示している。図から単杭の塑性領域と比較して、群杭の塑性領域はより広い範囲まで拡大しており、2本杭間の相互作用による影響と考察される。

ここでGPILE-3Dでは、地盤の塑性構成式はDrucker-Pragerの降伏関数とAssociated Flow Ruleを適用して与えられる。このDrucker-Pragerの降伏関数は次式で表される。

$$f(J_2, \sigma_m) = \sqrt{J_2} - 3\alpha\sigma_m \quad (4-15)$$

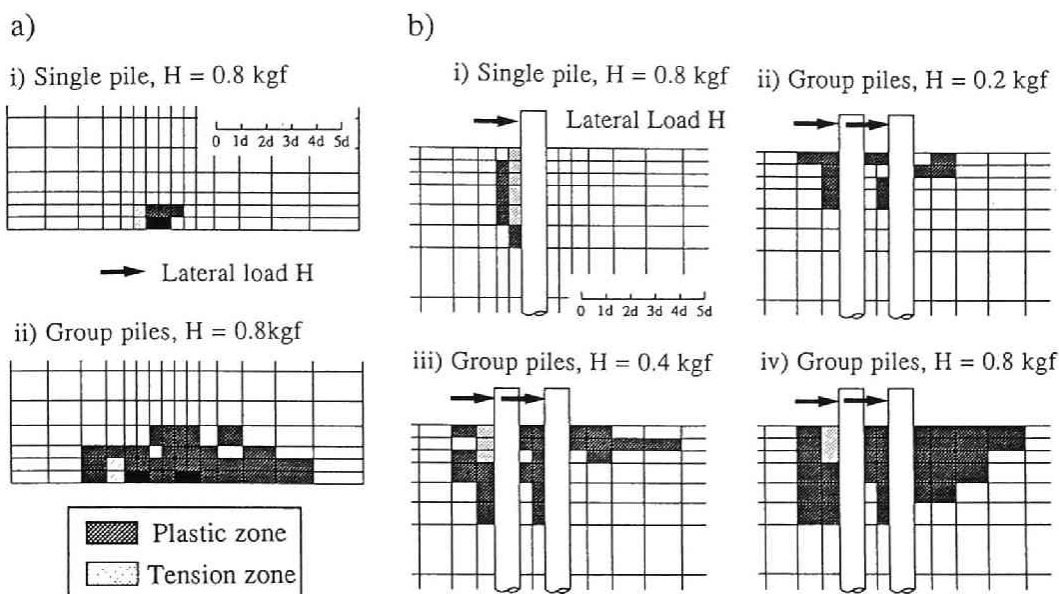


図-4.37 杭周辺地盤の塑性領域

a) 地盤最上層の塑性領域 ($H = 0.8 \text{ kgf}$) ,

b) 対称面 ($x - y$ 平面) での塑性領域

ここに,

J_2 : 偏差応力 $S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_{kk} \delta_{ij} / 3$ の第 2 不変量,

(σ_{ij} は応力テンソル, $\sigma_{kk} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$, δ_{ij} はクロネッカーのデルタ)

σ_m : 平均応力 ($= \sigma_{kk} / 3$) ,

α : $\sin \phi / \sqrt{9 + 3 \sin^2 2\phi}$ (ϕ は内部摩擦角)

である。降伏曲線は、この関数を用いて

$$f(J_2, \sigma_m) = 0 \quad (4-16)$$

で表される。本研究では、3次元状態の要素の応力径路を把握するために、正八面体応力を用いる。正八面体応力とは、法線方向 n と主軸 1, 2, 3 となす角度がすべて等しい面に作用する応力であり、その面に垂直な成分を σ_{oct} 、平行な成分を τ_{oct} と呼ぶ。これらの応力を用いると降伏曲線は次のような直線で近似される。

$$\tau_{oct} = 2.45 \alpha \sigma_{oct} \quad (4-17)$$

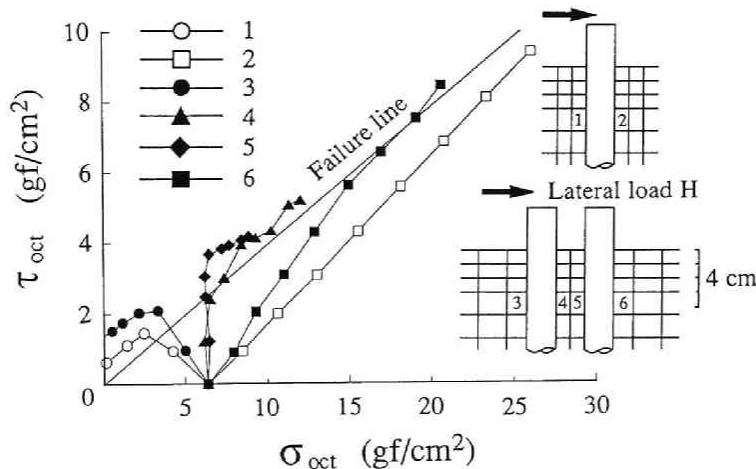


図-4.38 杭周辺地盤の応力経路

図-4.38は杭周辺地盤の応力経路を調べたもので、表層から4層目（深さ4cm）の杭前面と背面の応力経路を単杭と2本杭について示している。杭前面と背面はそれぞれ圧縮、引張り状態にある。つまり杭前面の要素は、 σ_{oct} 、 τ_{oct} ともに増加し破壊線に近づくが、杭背面の要素は、 σ_{oct} が減少しながら降伏曲線に至り、その後降伏曲線に沿って σ_{oct} 、 τ_{oct} とも減少する。また降伏曲線の形状から、杭背面の要素では杭前面の要素よりも早く塑性に至ると考えられる。単杭と杭2（前方杭）の杭前面の径路を比較すると群杭の場合の方がその相互作用により早い段階で破壊線に至る。さらに群杭間の地盤の応力状態は、前面と背面の挙動が重なりあった状態で、 σ_{oct} が一定の状態破壊線に到達している。

4. 2. 2 影響係数

影響係数 α_{ij} と β^* の関係を図-4.39に示す。実験結果の α_{ij} は、式(4-4)を用いて $H=0.8$ kgf再載荷時の値と初期載荷の値を別々に計算しプロットした。初期載荷の α_{ij} の値は再載荷時の値と比較して若干大きめになるが、定性的な傾向は同じである。 $\beta^*=0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$ の α_{ij} の解析値をプロットしたが、 $\beta^*=180^\circ$ に対する α_{12} が $\beta^*=0^\circ$ に対する α_{21} より若干大きいだけで、明確な差は表現できていない。並列状態にある $\beta^*=90^\circ$ の場合は、実験結果よりもかなり小さい値となった。

群杭の水平抵抗の問題を解析的に解く場合の問題点は、杭と地盤の相対剛性 E_p/E_s が

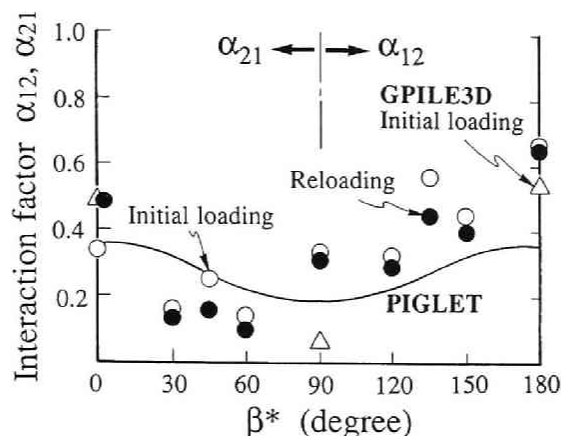


図-4.39 影響係数の実験値と解析値の比較

大きすぎるということである。本小型模型実験では $E_p/E_s=10^4$ 程度である。この杭と地盤の相対剛性 E_p/E_s の、解析に対する影響を考察するために、以下に示す単純な解析を図-4.34の有限メッシュを用いて行なった。

杭中心間隔は $s=2.0d$ とし、地盤はC型地盤を仮定し $E_s=1\text{kgf/cm}^2$ 一定として、杭の剛性 E_p を $10^1 \sim 10^3 \text{kgf/cm}^2$ と変化させて杭1と杭2の杭頭の変形量を求めた。本解析では、杭の自由長は考慮せず、地表面から突出していない杭として解析を行なった。図-4.40は杭と地盤の相対剛性 E_p/E_s と、杭1と杭2の変形量の比を図示したものである。杭1

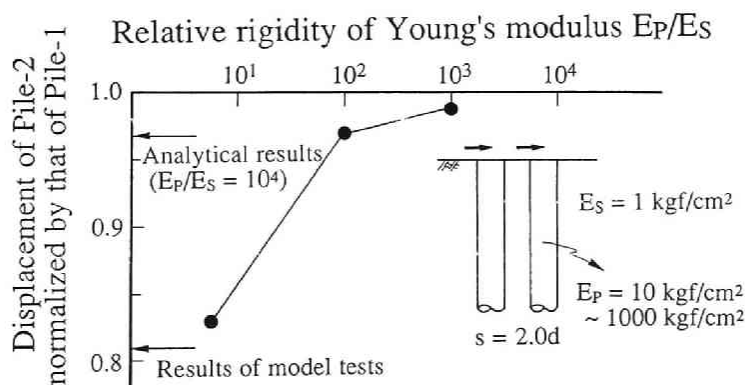


図-4.40 杭と地盤の相対剛性 E_p/E_s の解析に対する影響

の変形量で杭2の変形量を規準化した場合、杭2の小型模型実験での変形量は0.81となる。図から杭と地盤の相対剛性 E_p/E_s が小さい場合は、杭1と杭2の変位量の違いを定性的に表現可能である。しかし実際の模型実験で観察される杭1と杭2の変位量の違いを、そのままの状態でGPILE-3Dを用いても表現できず、さらなる改良の余地がある。

第5節 結論

本章では、まず初めに各杭の杭頭がフーチング等で連結されていない状態で、杭頭自由の2本群杭の小型模型実験を1g下で行った。杭中心間隔、杭配置を種々に変化させたとき、これらの要因が杭の荷重～変位関係、影響係数におよぼす影響を実験的に調べ、最も単純な杭と地盤の相互作用について検討した。実験結果より以下の知見を得た。

- 1) 杭中心線と載荷方向のなす角 β が 90° に近づくほど、2本杭の挙動は単杭の挙動に類似する。しかし群杭中相対的に後方に位置する杭の荷重分担率は、前方に位置する杭の荷重分担率よりも小さい。また荷重分担率や杭頭変位の定性的な傾向は、実験規模によらず同じ挙動を示す。
- 2) 実験結果より計算した影響係数は、 α_{21} よりも α_{12} の方が大きな値を示し、2本杭実験より求めた影響係数を用いると、3本杭実験の杭頭変位結果を定量的に評価できる。

さらに遠心載荷実験装置を用いて、幾何学的相似則と力学的相似則を同時に満足させた遠心模型実験を、2本杭の相互作用を検討するために実施した。実験結果より以下のことを明らかにした。

- 3) 遠心模型実験と1g下の小型模型実験より得られる群杭効率、荷重分担率および影響係数の挙動は、定性的に一致した。
- 4) 杭頭変位が同じ場合、2本杭において後方杭の方が前方杭よりも深い部分までモーメントが発生し、最大曲げモーメント発生深さは、後方杭>前方杭>単杭の順に深くなる。また最大曲げモーメントの値は、前方杭の方が後方杭より大きい。
- 5) 単杭の地盤反力分布より、地盤の極限地盤反力はクーロンの受働土圧の約2.5倍である。直列2本杭の前方杭の地盤反力は、単杭と同等であるが、後方杭は、杭中心間隔が狭くなるにつれて極限地盤反力は小さくなり、 s/d が2.5以下では単杭と比較

して0.6～0.7倍程度である。

最後に、新たに3次元弾塑性有限要素モデル（GPILE-3D）を開発し、上記の1g下の小型模型実験を取り上げ、GPILE-3Dの適用性を検討した。解析結果の考察より以下の結論を導いた。

6) GPILE-3Dを用いると、単杭の荷重～変位関係や杭体の変形モードを表現できる。

しかし2本杭の場合、群杭効果による変位増加は表現できるものの、杭と地盤の相対剛性が大きすぎるためか、各杭の変形量の違いを定量的に説明できない。

以上第2章から第4章までは、群杭の水平抵抗に関する規模の異なる模型実験と遠心載荷装置を用いた模型実験を実施し、種々の要因が杭の挙動に与える影響について考察した。さらにPIGLET、GPILE、GPILE-3Dという解析手法を用いて、その適用性を検討した。次章では、模型実験や数値解析の結果を踏まえて、現場載荷試験結果の考察を行う。

参考文献（第4章）

- 1) Poulos, H. G. : Behaviour of laterally loaded piles II-pile groups, Jour. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, SM5, 1971, pp.733-751.
- 2) 足立 紀尚・木村 亮・草薙 秀典・勝本 卓：水平力を受ける杭と地盤の相互作用に関する研究，京都大学防災研究所年報，第33号 B-2，1990，pp.83-95.
- 3) Adachi, T., Kimura, M., Kusanagi, H. and Katsumoto, S. : Model Tests of Interaction Factor on Laterally Loaded Group Piles, Proc. PILETALK INTERNATIONAL '91, K. Lumpur, 1991, pp.1-8.
- 4) Randolph, M. F. : The response of flexible piles to lateral loading, Geotechnique, Vo.31, No.2, 1981, pp.247-259.
- 5) Adachi, T. and Kimura, M. : Model Tests and Analyses of Interaction Factor on Laterally Loaded Group Piles, Proc. 4th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, Vol.1, A.A.Balkema, Swanse, 1992, pp.309-318.
- 6) Kimura, M. and Shibata, T. : Three Types of Model Tests on Laterally Loaded Pile Groups, Proc. 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, 1991, pp.229-232.
- 7) Brown, D. A., Morrison, C. and Reese, L.C. : Lateral load behaviour of Pile Group in Sand, Jour. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.114, No.11, 1988, pp.1261-1275.
- 8) Ochoa, M. and O'Neil, M. W. : Lateral Pile Interaction Factors in Submerged Sand, Jour. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.115, No.3, 1989, pp.31-44.
- 9) Scott, R. F. : Cyclic Static Model Pile Tests in a Centrifuge, Proc. Offshore Technology Conf., 1979, pp.1159-1168.
- 10) Oldham, D. C. E. : Experiments with Lateral Loading of Single Piles in Sand, Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, A.A.Balkema, 1984, pp.121-145.
- 11) Barton, Y. O. : Response of Pile Groups to Lateral Loaded in the Centrifuge, Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, A.A.Balkema, 1984, pp.457-473.
- 12) Lyndon, A. and Pearson, R. A. : Skin Friction Effects on Laterally Loaded Large Diameter Piles in Dense Sand, Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, A.A.Balkema, 1988, pp.363-369.

- 13) Nunez, I. L., Phillips, R., Randolph, M. F. and Wesselink, B. D. : Modeling Laterally Loaded Piles in Calcareous Sand, Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, A.A.Balkema, 1988, pp.371-381.
- 14) 寺師 昌明・北詰 昌樹・川端 浩二：砂地盤中の単杭の横抵抗に関する遠心模型実験，第23回土質工学発表会発表講演集，1988，pp.1431-1434.
- 15) 寺師 昌明・北詰 昌樹・佐藤 毅：碎石地盤中の単杭の横抵抗に関する遠心模型実験，第24回土質工学研究発表会発表講演集，1989，pp.111-114.
- 16) 寺師 昌明・北詰 昌樹・丸山 敦司：斜面を有する砂地盤中の単杭の横抵抗に関する遠心模型実験，第25回土質工学研究発表会発表講演集，1990，pp.5-8.
- 17) 寺師 昌明・北詰 昌樹・山本 芳生：斜面を有する砂地盤中の単杭の横抵抗に関する遠心模型実験－その2－，第26回土質工学研究発表会発表講演集，1991，pp.1439-1442.
- 18) 相川 智彦・横山 幸満・日下部 治・片山 猛：砂地盤中の鋼管杭の水平抵抗に関する遠心模型実験，第26回土質工学研究発表会発表講演集，1991，pp.1435-1436.
- 19) 川端 規之・横山 幸満・日下部 治・萩原 敏行：砂地盤中の群杭の水平抵抗に関する遠心模型実験，第26回土質工学研究発表会発表講演集，1991，pp.1437-1438.
- 20) 関 延子・藤井 斉昭・津嶋 剣星・木村 靖治：遠心模型実験による杭の水平抵抗に関する研究(その1 単杭)，第27回土質工学研究発表会発表講演集，1992，pp.1607-1608.
- 21) 木村 靖治・藤井 斉昭・関 延子・川端 規之：遠心模型実験による杭の水平抵抗に関する研究(その2 組杭)，第27回土質工学研究発表会発表講演集，1992，pp.1609-1610.
- 22) 北 勝利・八嶋 厚・柴田 徹・上田 孝行：遠心力場における動的システムの開発，京都大学防災研究所年報，第32号 B-2，1989，pp.207-217.
- 23) 柴田 徹・北 勝利：地盤の遠心載荷実験とその研究動向，自然災害科学，J.JSNDs, Vol.11, No.1, 1992, pp.1-11.
- 24) 寺師 昌明・藤井 斉昭：遠心模型実験装置の基本システムと計測システム，講座「遠心模型実験」4，土と基礎，Vol.36, No.1, 1988, p.81.
- 25) 岡原 美知夫・中谷 昌一・木村 嘉富・高木 繁・社森 佳次：群杭模型の水平載荷実験，土木研究所資料，第3079号，1992.

- 26) Duncan, J. M. and Chang, C. Y. : Nonlinear analysis of stress and strain in soils, ASCE, Vol.96, No.SM5, 1970, pp.1629-1653.
- 27) 森 正武・名取 亮・鳥居 達夫：岩波科学情報講座－18 数値計算，岩波書店，1982，pp.74-81.

第5章 現場載荷試験への数値解析の適用

第1節 序論

第2章から第4章までは、規模の異なる1g下の模型実験と遠心模型実験を実施することにより、水平力を受ける群杭の群杭効率、荷重分担率および杭相互間の影響係数の考察を行った。さらにPIGLET、GPILE、GPILE-3Dという種々の解析法とその適用性を検討した。本章では、現場の水平載荷試験の結果を基にして解析法の適用性を検討する。

まず始めに上記解析法の中で最も単純なPIGLETを用いて、平均N値と地盤種別を用いた地盤定数の決定法に関し検討を加え、実大単杭の載荷試験の解析を行った¹⁾²⁾。

次に実大群杭基礎の中の2本を用いた、杭頭自由と杭頭固定の単杭水平載荷試験をGPILE-3Dを用いて解析し、杭頭条件の違いを正しく評価できるかどうかを検討した³⁾⁴⁾。また実地盤に杭基礎が施工されたと想定し、地盤の弾性係数の分布形状が単杭の水平抵抗に与える影響について、GPILE-3Dを用いてパラメトリックスタディーを行った⁵⁾。

最後に実杭を水平載荷により破壊にまで至らしめた、単杭および直列2本群杭の水平載荷試験を取り上げ、地盤・杭体の終局水平抵抗性状を適切に表現できる、簡便な地盤と杭体の非線形性を考慮した解析法（SNALP：Simple Non-linear Analysis on Laterally Loaded Piles）を示し、試験結果と比較検討した⁶⁾⁷⁾。

第2節 単杭の水平載荷試験のPIGLETによる解析

2. 1 平均N値と地盤種別を用いた地盤定数の評価

現場の基礎杭に有限要素モデルを適用する第一歩として、地盤定数の決定法に関し、単杭の実大水平載荷試験の結果を用い検討した。第2章から第4章までに示したように、PIGLETはマイコン等でも計算ができ、弾性解ではあるがその簡便性から単杭の解析には有用な手法であると考えられ、ここではPIGLETを用いて計算を行った。

単杭の実大水平載荷試験をPIGLETで評価するために、135例の載荷試験結果⁸⁾を用い

た。試験結果として明記されているものは、表-5.1に示すように、杭の種類、地盤の種類、杭の根入れ長1/3深さまでの平均N値、杭の寸法、荷重作用点、変位の測定点、杭頭変位 $\delta = 5, 10, 15\text{mm}$ 時の作用荷重の7項目である。これらの情報だけを用いてPIGLETで単杭の杭頭変位を推定する。

表-5.1 135例の載荷試験の記載項目

1) Types of piles	(Number of cases)
Steel pipe piles	93
PC piles	13
Cast-in-place concrete piles	29
2) Types of ground	
Cohesive ground	24
Sandy ground	48
Laminated ground	63
3) Mean N values	
N = 0 ~ 5	51
N = 5 ~ 10	38
N = 10 ~ 15	18
N > 15	28
4) Dimensions of piles	
Length, Diameter, Thickness	
5) Loading point	
6) Measuring point of displacement	
7) Acting load when displacement of pile top (δ) equal to 5, 10, 15mm	

まず始めにPIGLETで解析するに当たり、地盤定数 G_0 、 $\Delta G/\Delta z$ およびポアソン比 ν_s を決定する必要がある。一般に粘性地盤（C型地盤）では、 $G_0 \neq 0$ 、 $\Delta G/\Delta z = 0$ 、砂質地盤（S型地盤）では、 $G_0 = 0$ 、 $\Delta G/\Delta z \neq 0$ と考えられる。本解析では、地盤のポアソン比 ν_s を0.33と仮定し、砂質土および粘性土をそれぞれS型地盤とC型地盤として取り扱う。また互層の取り扱いにはN値の分布が明らかでないのが難しいが、すべてC型地盤とする。PIGLETを用いて杭頭変位を推定する場合最も問題となるのは、平均的なN値だけで表されている地盤をどのように評価するかである。そこでN値からせん断弾性係数 G を推定するために、第3章のケーススタディーに適用したプレッシャーメータから得られた $E_s = 7N$ (kgf/cm^2)を用いて、次式により G を評価した。

$$G = E_s / [2(1 + \nu_s)] = 7N / [2(1 + \nu_s)] = 2.69N \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (5-1)$$

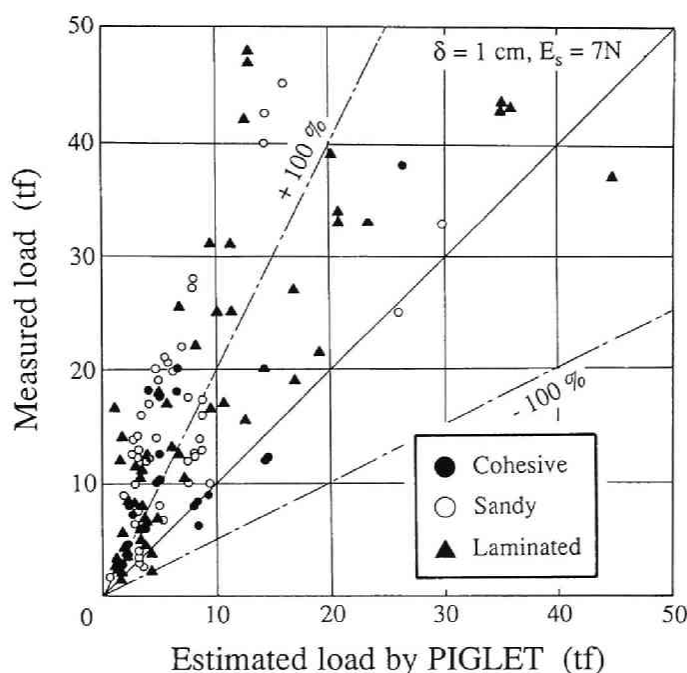


図-5.1 杭頭変位1cm時の測定値とPIGLETによる解析値 ($E_s=7N$)

図-5.1は載荷試験の杭頭変位 $\delta = 1\text{cm}$ 時に作用する水平荷重と、PIGLETで杭頭変位が1cmと計算される水平荷重とを比較したものである。旧道路橋示方書⁹⁾では、杭頭変位1cmを基準変位量と規定していたので、この値で比較した。図からPIGLETは、地盤の種類に関わらず1cmの杭頭変位に必要な荷重が小さいので、変位を過大評価し約2倍の変位を計算している。また杭の種類によってプロット点に有意な傾向の差はみられない。

$E_s=7N$ では地盤定数を過小評価しているので、PIGLETの中で用いられている単杭の基本式(第2章の式(2-4))から変位を内挿し、S型地盤に対しては $E_s=28N$ 、C型地盤に対しては $E_s=20N$ として再度計算を行った。以上の地盤定数で、 $\delta = 1\text{cm}$ 時の作用荷重の推定値と測定値を比較したものが図-5.2である。図-5.2から推定値はかなり改善され、平均N値から地盤定数を求めた場合、単杭の実大試験の結果をPIGLETを用いて適切に表現するためには、S型地盤の場合は $E_s=28N$ 、C型地盤では $E_s=20N$ で地盤を評価すればよいことが分かる。しかし粘性地盤および砂質地盤と比較して互層のばらつきは大きい。

図-5.3には旧道路橋示方書から求めた杭頭変位1cm時の推定k値と、載荷試験結果よ

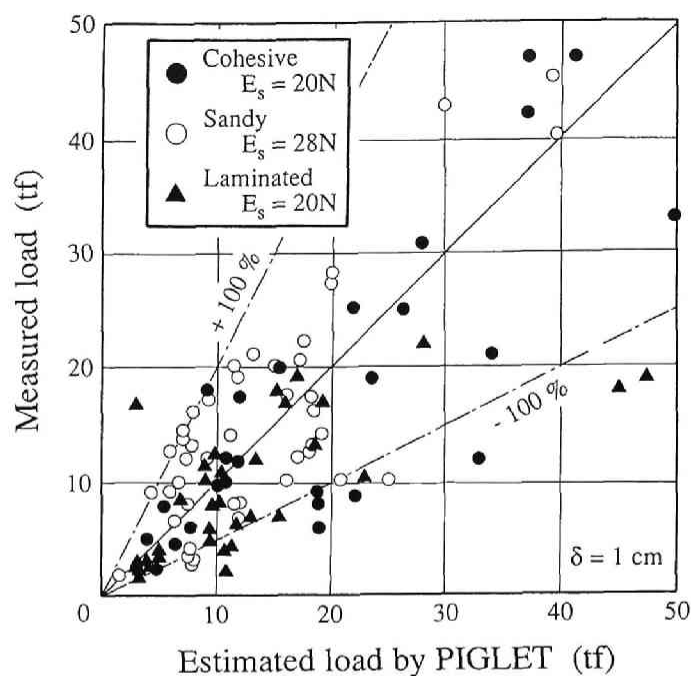


図-5.2 杭頭変位1cm時の測定値とPIGLETによる解析値
(粘性地盤，互層地盤； $E_s = 20N$ ，砂質地盤； $E_s = 28N$)

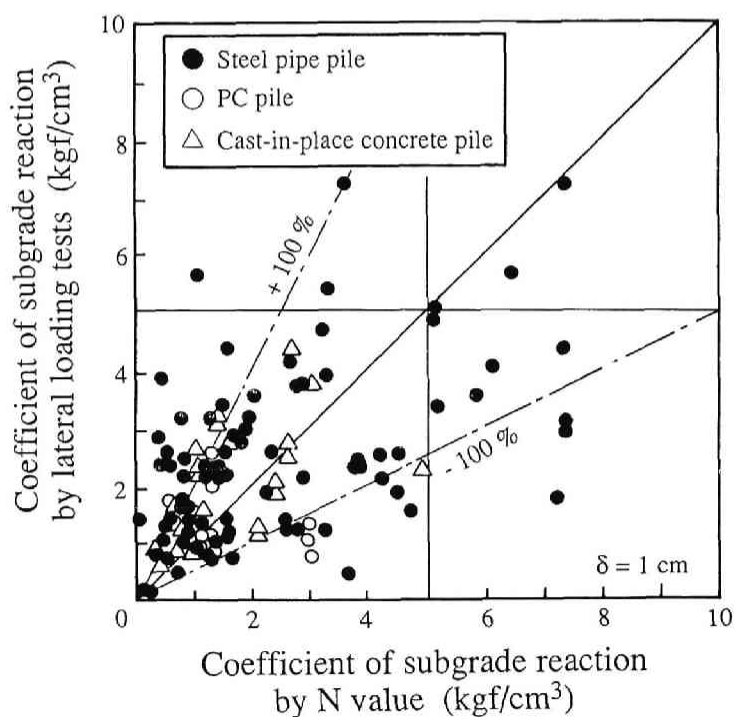


図-5.3 旧道路橋示方書による推定k値と載荷試験結果による逆算k値

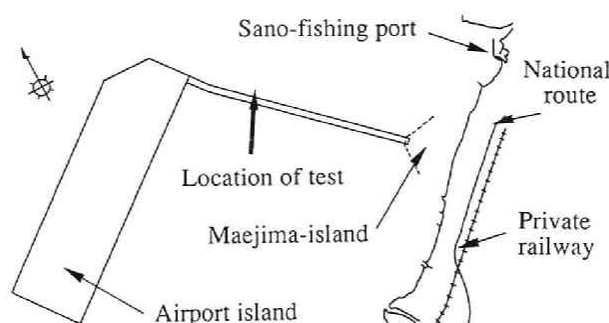
り求めた逆算 k 値を、上記の135例の載荷試験結果に対して比較したものである。図－5.2と比較して、推定 k 値による単杭の杭頭変位の推定は、上記手法を用いたPIGLETによる推定より推定精度はかなり落ちる。

以下の項において、上記地盤定数の評価法を適用し、鋼管杭と場所打ちコンクリート杭の水平載荷試験の解析を行う。

2. 2 鋼管杭の水平載荷試験の評価

関西新国際空港と陸上部を結ぶ全長3.75kmの空港島連絡橋には、鋼管杭基礎が用いられるが、架橋位置の地盤は軟弱で、支持杭の対象となる砂れきの支持層（S-4層）は、2～3m厚と薄く、薄層先端支持の先端支持力、周面摩擦力および杭の水平抵抗などが支持力評価の重要な課題となる。そこで現地地盤の支持力特性を調査するため、現場載荷試験が実施された¹⁰⁾。本項では、杭径1.5mの単杭の水平載荷試験結果を、PIGLETを用いて評価した。

試験実施場所を図－5.4に示す。試験に用いた鋼管杭の形状寸法は、杭径 $d=1.5\text{m}$ 、肉厚 $t=2.2\text{cm}$ 、杭長 $L=58\text{m}$ であり、自由突出長は $h=20.2\text{m}$ である。載荷位置のボーリングより得られた N 値分布を図－5.5に示すが、海底面下約10mは N 値がゼロの非常に軟弱な粘土（ A_c 層）が堆積し、その下部に N 値の大きい砂れき層（ T_g 層）と20程度の砂層（ S_1 層）が続く。杭の水平抵抗の限界長の概念から、ここでは S_1 層付近までの地盤定数を評価すればよいことになるが、 A_c 層の N 値がゼロであるため地盤定数の評価は難



図－5.4 試験実施場所

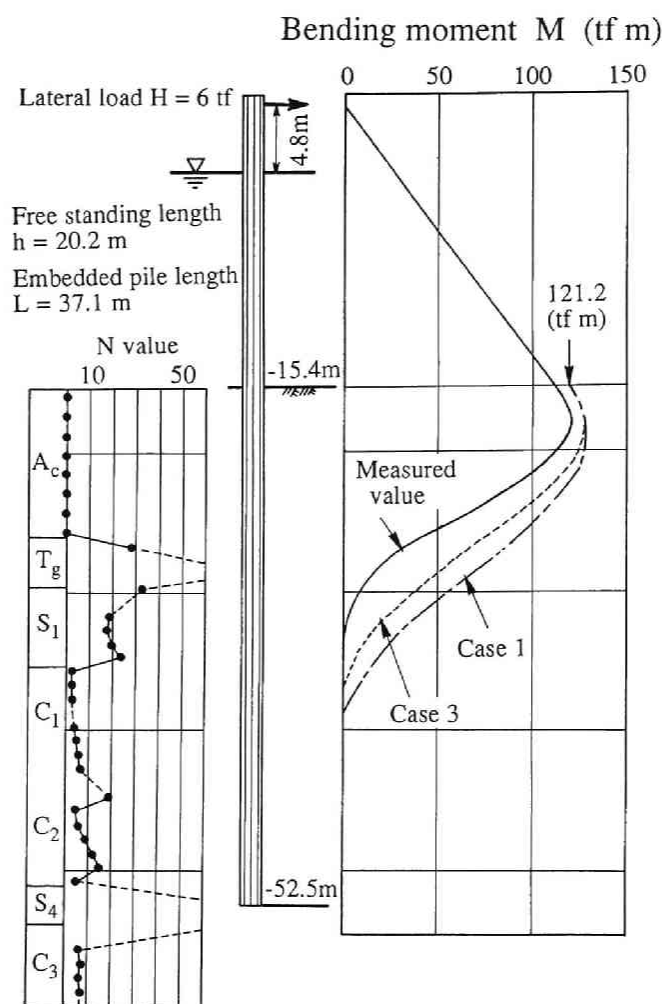


図-5.5 N値分布とモーメント分布

しい。そこで以下のようなケースに分けて地盤を評価し、荷重作用点および海底面の水平変位を計算した。

- 1) ケース 1：前項の実大単杭の計算結果を参考にして、杭長の1/3までのN値の平均値2.8を用いて、 $E_s=20N$ （C型地盤）よりせん断弾性係数 G を推定する。
- 2) ケース 2：ケース 1と同様にしてC型地盤とし、 $E_s=7N$ より G を推定する。
- 3) ケース 3： A_c 層を4層に分割し試験結果より得られた地盤反力 p と杭の変位 y の関係から E_s を逆算し、 $E_s=4.3z$ (kgf/cm^2) (z ：深さ(m)) と評価する¹⁰⁾。

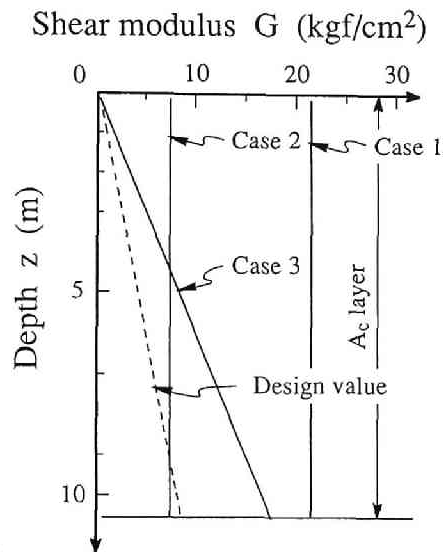


図-5.6 各解析ケースのせん断弾性係数

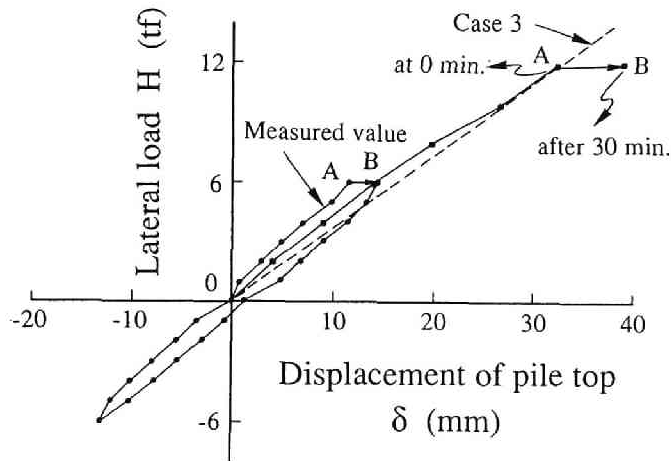


図-5.7 荷重～変位関係の実測値と解析値

以上各ケースでのせん断弾性係数 G は、図-5.6のようにまとめられる。

単杭の水平載荷試験は、正負交番多サイクル水平載荷試験で、6tf、12tf、18tfまでの3サイクルの載荷を行っている。図-5.7に+12tf載荷までの試験結果を示す。各荷重ステップで3分間荷重を保持したが、+6tfと+12tf載荷時は30分間荷重を保持しており、0分（記号A）と30分（記号B）の変位を図中には示している。

作用荷重6tf時の杭頭変位 δ_s と海底面変位 δ_b の解析結果を、表-5.2にまとめて示す。表-5.2の結果と実測値を比較すると、ケース1、ケース2、ケース3の順に杭の水平変位は大きくなる。ケース2の結果が最も定量的に実測値を説明し得ているが、 A_g 層のN値がゼロで、N値の大きい T_g 層によって平均N値が決定されることを考慮すると、この場合平均N値で地盤定数を定める方法には問題が残る。よって前述の $E_s=20N$ は、表層部に軟弱粘土が厚く堆積しN値で地盤定数を評価できない場合には、土層の分布に注意して適用する必要がある。

表-5.2 杭頭変位と海底面変位の解析結果（H=6tf）

Case	Displacement at the seabed surface (δ_b)	Displacement at the loading point (δ)
Case 1	0.71 mm	6.71 mm
Case 2	1.44 mm	8.77 mm
Case 3	1.64 mm	9.58 mm
Measured	1.46 mm	7.75 mm

ケース3の水平変位結果は、図-5.7に破線で示されており、図-5.5では曲げモーメント分布を比較している。曲げモーメント分布に関しては、実測値より深い部分まで曲げモーメントが伝達されている。これは、 T_g 層の地盤定数を過小に評価しているためと考えられる。また水平変位に関しては、ケース3は実測値をうまく説明し得ているが、実測値から逆算した地盤定数を用いているので当然の結果であり、逆に言えば、PIGLETの単杭載荷試験への有用性が検証されたことになる。

2. 3 場所打ちコンクリート杭の水平載荷試験の評価

前述した地盤定数の評価式を用いて、場所打ち杭の杭頭変位を平均N値を用いPIGLETで推定する。表-5.3と図-5.8に3種類の単杭実大載荷試験の、杭の諸元とN値の分布および地盤の種類を示す。3種類の実大載荷試験は、

- a) 阪神高速道路公団安治川橋梁基礎杭載荷試験¹¹⁾（安治川）：

杭径2.0m、杭長37m、リバース杭、地盤はC型地盤と判定

表-5.3 各載荷試験杭の諸元

	Pile length (m)	Pile diameter (m)	Maximum lateral load (tf)	Mean N value	Young's modulus E_p (kgf/cm ²)	Free standing length h (cm)
Ajigawa	37	2.0	240	3.0 (C-type)	2.0×10^5	30
Higashi- Osaka	26	1.5	72	1.3 (C-type)	2.7×10^5	0
Nagoya	25	1.2	70	14.8 (S-type)	2.7×10^5	33

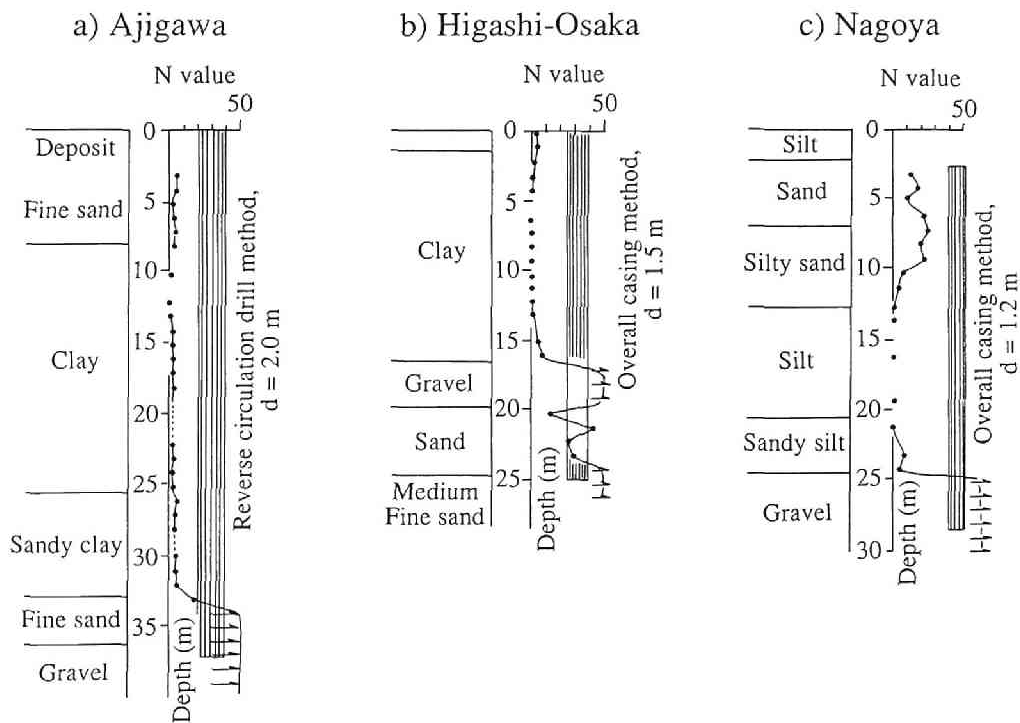


図-5.8 N値分布と地盤種別

b) 東大阪生駒電鉄東大阪線基礎杭載荷試験¹²⁾ (東大阪) :

杭径1.5m, 杭長26m, ベノト杭, 地盤はC型地盤と判定

c) 日本道路公団東名阪自動車道連続ラーメン橋基礎杭載荷試験¹³⁾¹⁴⁾ (名古屋) :

杭径1.2m, 杭長25m, ベノト杭, 地盤はS型地盤と判定

である。図-5.8に示すように試験地盤に対してS型地盤かC型地盤かの判定は難しいが、杭長上部1/3のN値の値および地盤の種類で判定した。

S型地盤に対しては $E_s = 28 \text{ N (kgf/cm}^2\text{)}$, C型地盤に対しては $E_s = 20 \text{ N (kgf/cm}^2\text{)}$

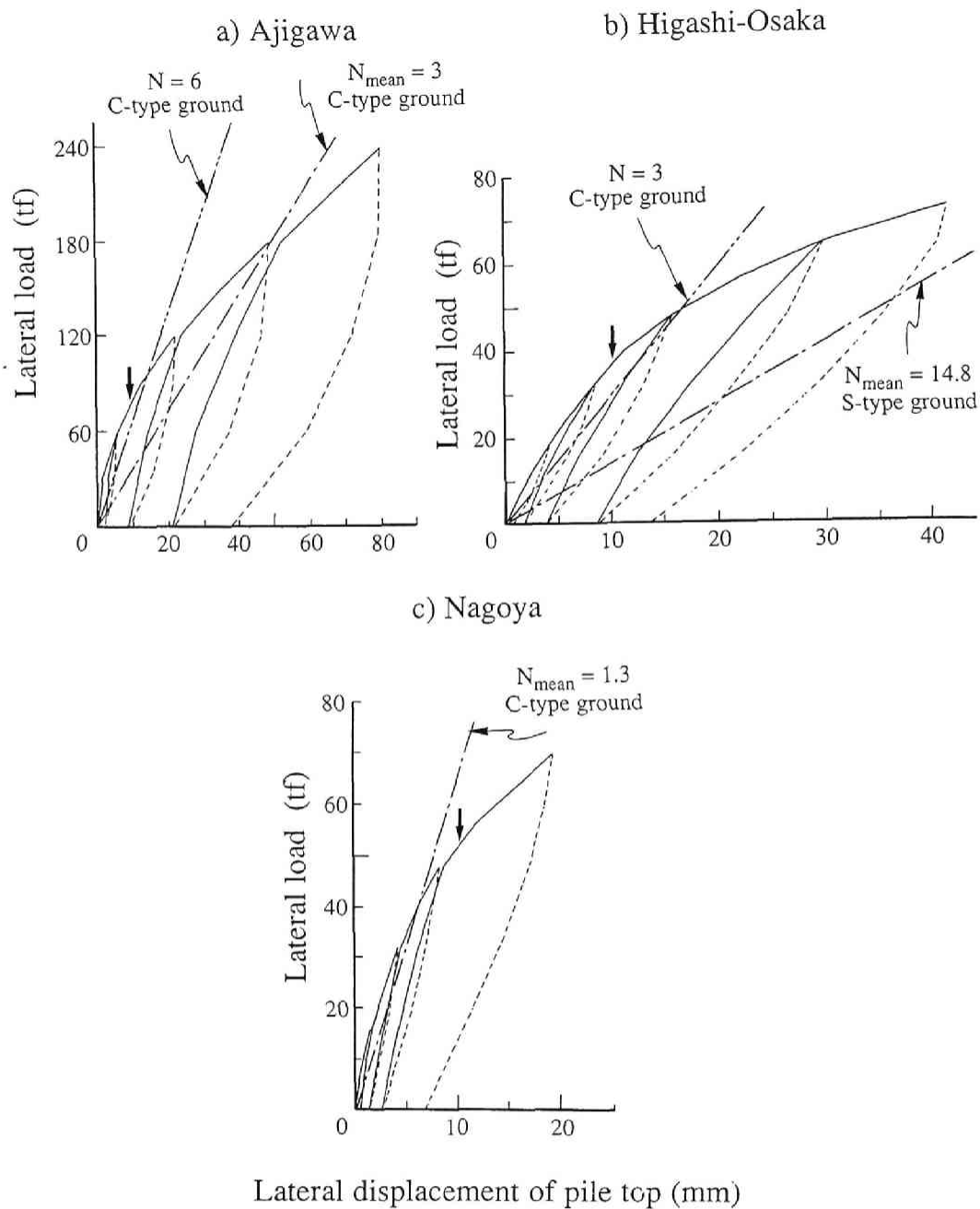


図-5.9 荷重～変位関係の実測値と解析値

としてせん断弾性係数を決定し、PIGLETによって求めた荷重～変位関係を図-5.9に一点鎖線で示す。図b)の東大阪の場合を除いて単杭の変位挙動をある程度説明し得ている

が、載荷試験結果は弾塑性的な挙動を示すため、どの変位レベルで評価するかで傾向が異なる。前項の地盤定数の決定法は、杭頭水平変位量10mm時を基準としたものであるから、比較する水平変位 δ を10mmとすると、図a)、図b)のC型地盤では杭頭部の地盤の評価が困難で、特に図a)では、地表面の埋土の地盤定数の評価に変形が依存する。また図b)では、変位量が試験結果と比較して2.7倍程度となり、地盤定数を過小評価している。しかし図c)のS型地盤の場合は、かなり定量的に杭頭変位を評価し得ている。一点鎖線の解析結果を考慮して、C型地盤の平均N値を約2倍にした解析例を二点鎖線で図－5.9中に示す。以上よりN値だけから地盤定数を評価する場合は、地盤性状を十分考慮する必要がある、S型、C型という地盤の判定法だけでは無理がある。

次節では、GPILE-3Dを用いて地盤定数の分布をより詳細に解析に取り込み、上記日本道路公団東名阪自動車道連続ラーメン橋基礎杭の試験結果を解析する。

第3節 現場載荷試験へのGPILE-3Dの適用と地盤定数を変化させたパラメトリックスタディー

3. 1 実大水平載荷試験と解析モデル

解析対象は、前節に示した道路公団が実施した実大群杭基礎中の2本を用いた、杭頭自由と杭頭固定の単杭水平載荷試験である¹³⁾¹⁴⁾。図－5.8c)に試験位置の土質条件を示す。地盤は、図に示すように上層は砂層であり、深度10mから25mまではシルト層でN値はほとんどゼロに等しい。深度25m以深は洪積砂礫層でこれを支持層としている。試験杭は、杭長 $L=25\text{m}$ 、杭径 $d=1.2\text{m}$ のオーバーオールケーシング工法による場所打ち鉄筋コンクリート杭である（杭の弾性係数 $E_p=2.95\times 10^6\text{tf/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu_p=0.2$ ）。

本試験は、杭頭固定度の影響を検討するために、図－5.10に示すように、杭頭固定杭と杭頭自由杭を、PC鋼棒と油圧ジャッキを用いて互いに引き合った。また杭頭固定杭では、杭頭に仮のフーチング（ $1.8\times 4.5\times 1.75\text{m}$ ）を施し、後方の杭を利用して、試験中フーチングの傾斜角がどの荷重段階でもゼロになるように、鉛直反力用ジャッキを操作した。なおフーチング底面については、地盤との摩擦抵抗を低減するため、フーチングの下に発泡スチロール（厚さ5cm）と敷板をひいた。載荷は4サイクル時間制御方式

Plane figure

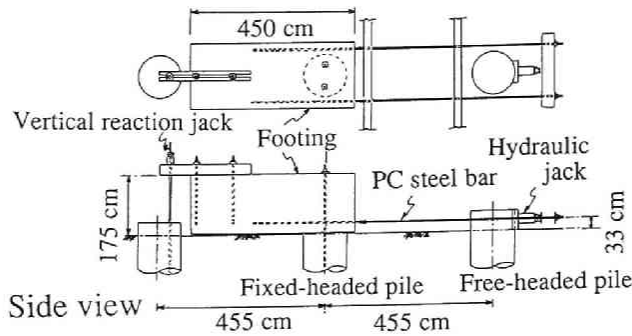


図-5.10 杭頭自由杭と固定杭の載荷手法

とし、最大荷重は64tfである。

本節ではGPILE-3Dを用いて上記載荷試験を解析するが、載荷試験をモデル化した有限メッシュを図-5.11に示す。ここでメッシュは $25 \times 25 \times 25\text{m}$ の立方体を対象とし、左右対称でその半分だけを取り上げた。円形断面の杭は、モデル化に際しては正八面体の杭と仮定し、水平力は杭中心部に集中荷重として作用させた。深さ方向を10層に分割し、第1層は地表面より上の部分を示し、ダミー要素として弾性係数を極端に下げている。境界条件は、底面の節点は全方向固定、対称面（ $x-z$ 面）は y 方向固定、その他の節点は全方向自由とした。

載荷試験をシミュレートするためには、地盤定数を決定する必要がある。このGPILE-3Dによる解析では、第4章にも示したように地盤を弾塑性体と仮定しているのので、必要な地盤定数は、弾性領域では土の弾性係数 E_s とポアソン比 ν_s 、塑性領域では単位体積重量 γ 、静止土圧係数 K_0 、土の粘着力 c 、土の内部摩擦角 ϕ である。地盤の情報としては、 N 値が主であるため、ここでは N 値から弾性係数 E_s を推定した。

第2節に示した結果を基に、上部砂質地盤には、 $E_s=280\text{N (tf/m}^2\text{)}$ を、粘性地盤に対しては $E_s=200\text{N (tf/m}^2\text{)}$ を適用し、地盤定数を決定した。ただし本地盤定数決定法はS型地盤の場合、平均 N 値だけが与えられている地盤に対して、地表面の弾性係数をゼロとして杭頭水平変位量を推定するもので、GPILE-3Dのように地盤定数の任意の分布形状を計算に取り込める場合は、地表面近傍の弾性係数も考慮できるので弾性係数を大きめに見積ると予測できる。

粘着力に関しては砂質地盤ではゼロとし、粘性地盤では日本の沖積粘土地盤で実績の

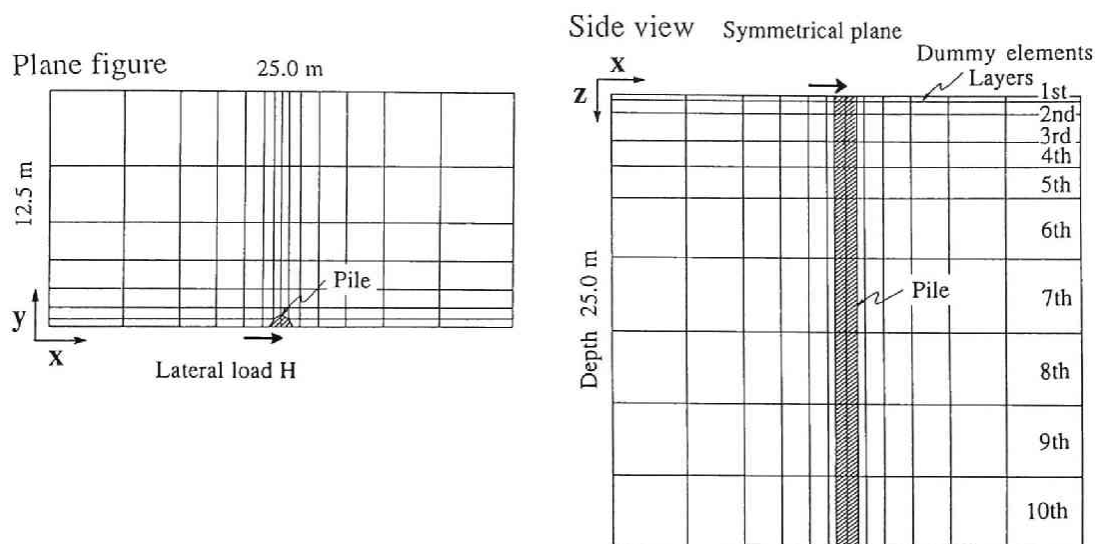


図-5.11 解析に用いた有限メッシュ

表-5.4 解析に用いた地盤定数と解析ケース

Case-1

	Layer*	N value	E_s (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (degree)
1	Elastic		0.1	0.45	Dummy layer	
2	Elasto-plastic	18	5040	0.33	0.0	35
3	Elasto-plastic	10	2800	0.33	0.0	35
4	Elasto-plastic	23	6440	0.33	0.0	35
5	Elasto-plastic	21	5880	0.33	0.0	35
6	Elasto-plastic	6	1200	0.33	3.0	10
7	Elasto-plastic	0.5	100	0.33	4.5	10
8	Elasto-plastic	1	200	0.33	6.2	10
9	Elasto-plastic	4	800	0.33	8.0	10
10	Elastic	70	28000	0.33		

* See Figure-5.11

Case-2: Applying $E_s = 200N$ (tf/m²) in the upper sandy layers (2nd ~ 5th layers)

Case-3: Applying $E_s = 100N$ (tf/m²) in the upper sandy layers (2nd ~ 5th layers)

Case-4: Applying $E_s = 100N$ (tf/m²) and $\phi = 25$ (degree) in the upper sandy layers (2nd ~ 5th layers)

ある、 $c_u/p = 0.25 \sim 0.30$ に地盤内の平均応力を代入して決定した。また上部砂質地盤の内部摩擦角 ϕ は、非排水の3軸試験結果から 35° とし、単位体積重量 $\gamma = 1.7 \text{ tf/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_0 = 1.0$ を用いた。以上の地盤定数は、表-5.4のケース1のようにまとめられる。

3. 2 解析結果および考察

3. 2. 1 荷重～変位関係

図-5.12(a)に杭頭自由杭の解析結果と試験結果を示す。図から弾性解析との比較により、変形の実線非線形性は表現できているものの、ケース1の地盤定数では、地盤の初期弾性係数および強度を過大に評価している。そこで上部の砂質地盤の弾性係数と強度定数を、表-5.4のケース2～ケース4のように変化させてパラメトリックスタディーを行った。すなわちケース2、3で地盤の弾性係数を低下させることにより初期の立ち上がりのフィッティングを行い、ケース4で上部砂質地盤の内部摩擦角 ϕ を低下させた。図-5.12(b)にその結果を示すが、48tf以上の荷重レベルでの変形挙動をGPIL-3Dでは正しく評価できない。

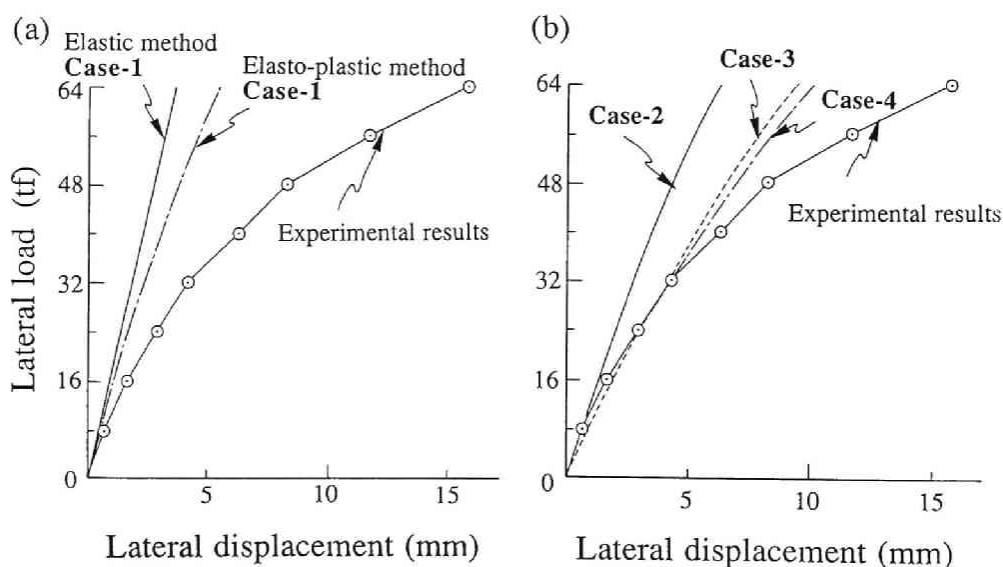


図-5.12 荷重～変位関係の実測値と解析値（杭頭自由杭）

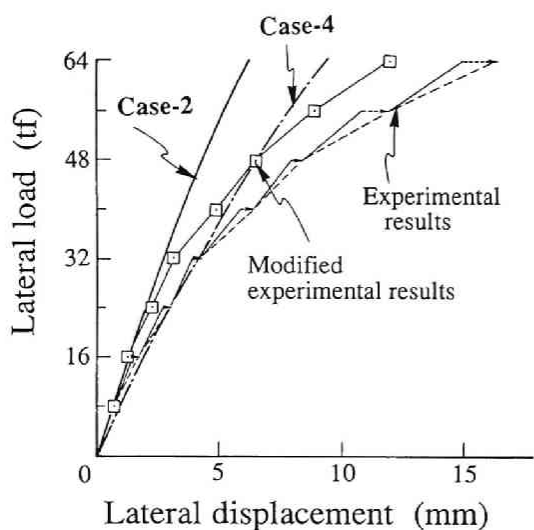


図-5.13 時間効果を除去した荷重～変位関係と解析値（杭頭自由杭）

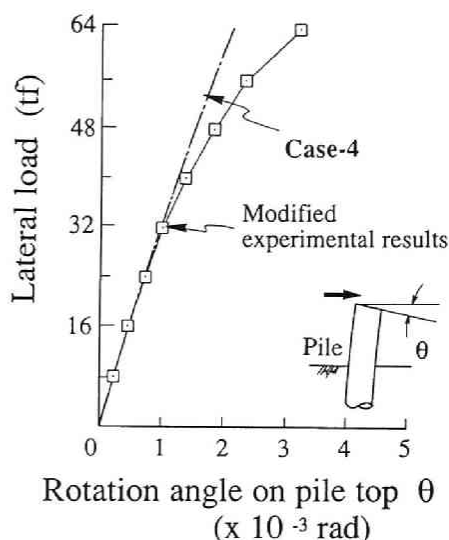


図-5.14 杭頭の回転角の実測値と解析値（杭頭自由杭）

実際の载荷試験の荷重～変位関係には、特に32tf以上の载荷重において、一定の载荷重のもとで変形が進行する時間効果が見られた。本解析では時間効果を考慮していないので、厳密には本来時間効果を取り除いた荷重～変位関係と比較する必要がある。そこで実際の载荷試験結果より、時間効果の寄与分の変位を取り除いた荷重～変位関係と、ケース2，4の結果を比較したものが図-5.13である。初期弾性係数に関しては、 $E_s = 200 \text{ N (tf/m}^2\text{)}$ を適用すればよいが、試験結果の非線形性を十分評価できるまでには至っていない。図-5.14は杭頭自由杭の杭頭回転角を示すが、図-5.13と同様の傾向がみられる。

実際の試験結果に近いケース4の地盤定数により、杭頭固定杭の荷重～変位関係を解析したものが図-5.15である。杭頭固定の単杭の場合、変位レベルが杭頭自由杭と比べて小さいためか、解析値は試験値を定量的に評価し得ている。以後の解析値は、ケース4の地盤定数を用いて計算したものである。

3. 2. 2 杭体の変形と周辺地盤の変形挙動

図-5.16に杭頭自由と杭頭固定の、各杭の深さ方向の変形状態を示す。杭頭固定の単

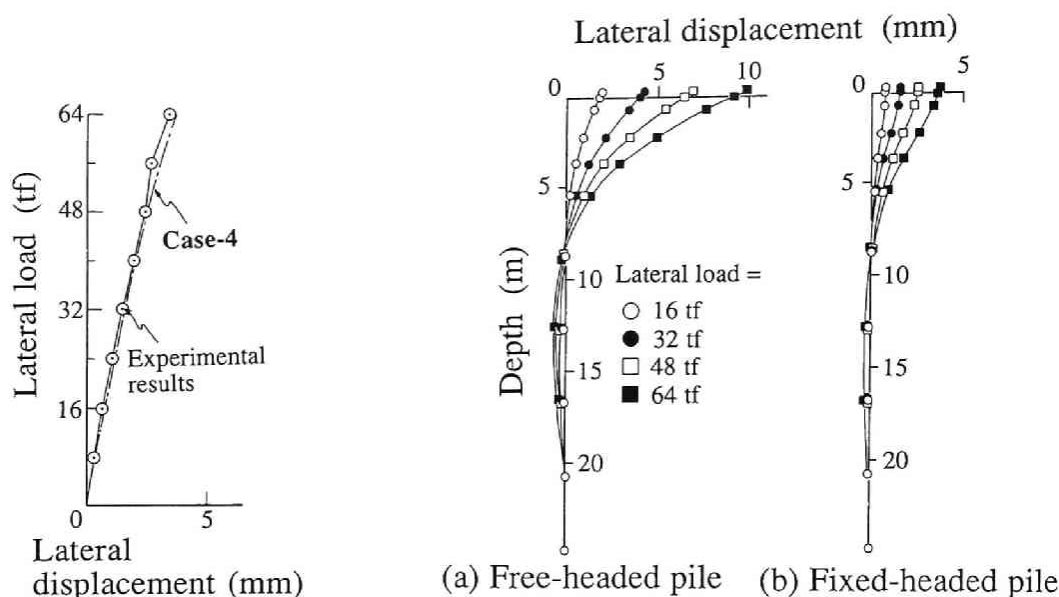


図-5.15 荷重～変位関係の実測値と
解析値（杭頭固定杭）

図-5.16 杭体の変位モードの解析値
(a) 杭頭自由杭, (b) 杭頭固定杭

杭は、杭頭部の変形を拘束されているので杭の変形モードが異なるが、GPPILE-3Dはモードの違いを評価できている。ただし本解析では、地盤の深い部分のメッシュ分割が粗いためか、載荷方向と逆方向の変位が第1不動点以下の部分で卓越している。

杭頭自由杭の対称面での地盤変位ベクトルを図-5.17に示す。杭の前面の地盤は、杭体の変形と回転により、地表面では上方に、地盤内では下方に変形している。それに対し、杭の後方の地表面に近い部分では、杭の変形により下方に変形している。以上のようにGPPILE-3Dは、杭前面の地盤の盛上がり等、杭周辺地盤の3次元変形挙動を定性的に評価し得ている。

杭頭自由杭と固定杭の杭周辺地盤の応力経路を、正八面体応力 σ_{oct} 、 τ_{oct} を用いて調べた。図-5.18に、杭頭固定状態の違いによる同一要素の $\sigma_{oct} \sim \tau_{oct}$ 関係を示す。ただし図中鉛直の矢印は、そのステップで要素が塑性状態になったことを示している。杭頭自由と杭頭固定では、応力経路の移動経路には顕著な差はみられないが、最終的な応力の到達点は、杭頭自由杭の方が大きい。

次項ではGPPILE-3Dを用いて、地盤定数の分布形状が、単杭の水平抵抗に与える影響をケーススタディーによって考察する。

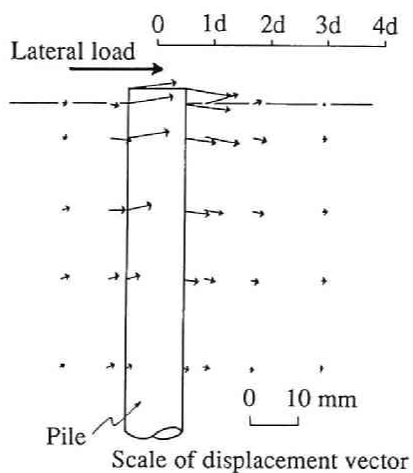


図-5.17 対称面における地盤の変位ベクトル (杭頭自由杭)

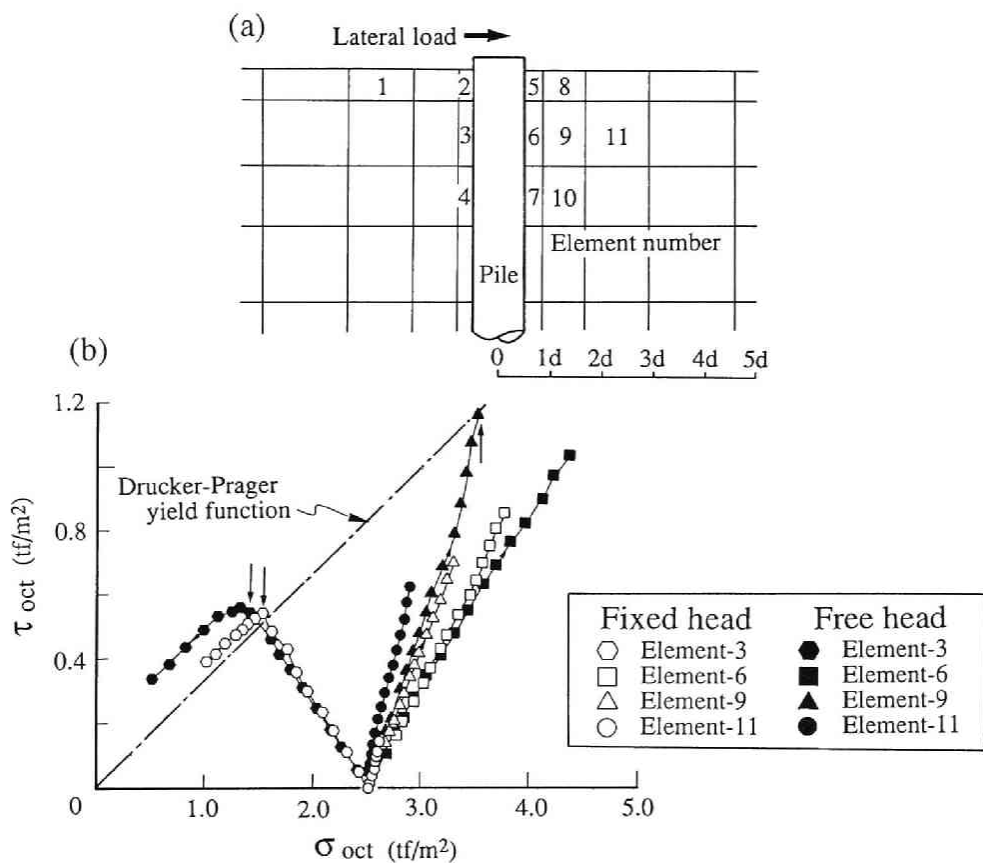


図-5.18 杭頭自由杭と杭頭固定杭の杭周辺地盤の応力径路
(a) 杭周辺地盤の要素番号, (b) 正八面体応力を用いた応力径路

3. 3 地盤定数の分布形状が単杭の水平抵抗に与える影響

3. 3. 1 ケーススタディーの方法

ケーススタディーの対象杭は、前項に示した道路公団が実施した試験杭で、杭長 L が25m、杭径 d が1.2mの場所打ち鉄筋コンクリート杭である。簡単のため杭の自由長はゼロとし、杭頭固定条件は自由とした。またモデル地盤は、中間部分より上の地盤の平均 N 値を10と考え、杭先端部分では N 値を50として、図-5.19のようにA～E 5つのケースにモデル化した。ここでケースAでは N 値は深さとともに増大し、ケースCでは逆に減少する。またケースBでは N 値は深さ方向に一定値をとる。さらにケースD、Eには、それぞれケースAとB、BとCの中間的な N 値の分布を与えた。

解析に用いた深さ方向のメッシュ分割を図-5.20に示す。平面の有限メッシュは、図-5.11と同一であるが、自由長を考慮していないので深さ方向の地盤分割（10層）を細かくした。ケーススタディーに用いる地盤は、 $E_s=200N$ （tf/m²）を適用して弾性係数 E_s を求めた。粘着力 c はゼロとし、ポアソン比 ν_s は0.33で一定としている。また内部摩擦角 ϕ に関しては、 $\phi=0.3N+27$ （ベックの式）や $\phi=\sqrt{15N}+15$ （建設省の式）等

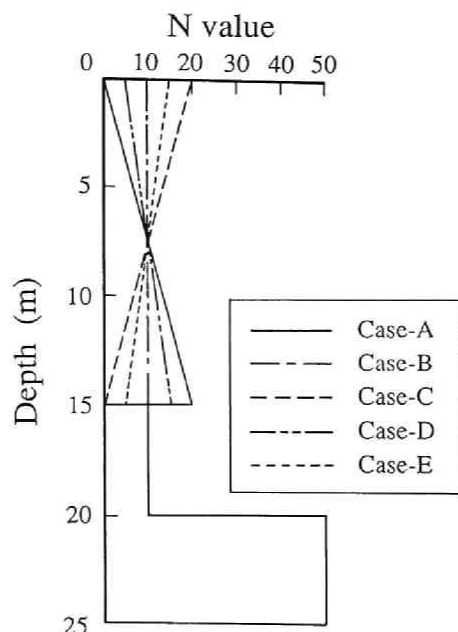


図-5.19 ケーススタディーに用いたモデル地盤

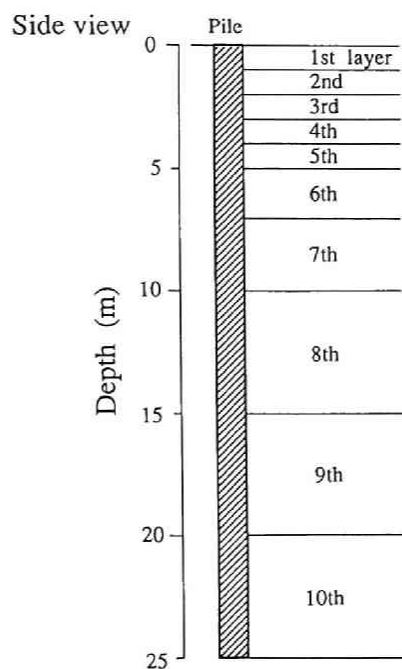


図-5.20 ケーススタディーに用いた深さ方向のメッシュ分割

表-5.5 ケーススタディーの種類

Case	GPILE-3D		PIGLET
	Elastic	Elasto-plastic	
A	○	○	○
B	○	○	○
C	○	○	×
D	○	—	○
E	○	—	×

が提案されているが、ここではN値に関係なく35°（一定）と仮定した。

解析方法の種類を表-5.5に示す。杭の挙動の差異が顕著であると思われるケースA，B，Cは，GPILE-3Dを用いた弾性および弾塑性計算を行い，さらにPIGLETでも解析を行っている。ただしケースCでは，深さ方向に弾性係数が減少しているので，PIGLETでは計算できない。ケースD，Eは，GPILE-3Dを用いた弾性計算だけを行った。また

静止土圧係数 K_0 値の影響を調べるために、ケースA、B、Cに関しては、 K_0 値を1.0と0.5に変化させて比較計算を行った。弾塑性計算では、1ステップ4tfずつ計16ステップで64tfを載荷し、弾性計算では、弾性的な挙動を確認するために、1ステップ16tfずつ計4ステップで64tfを載荷した。またPIGLETは、線形な弾性計算であるため、64tfのときのみの計算を行った。

3. 3. 2 ケーススタディーの結果および考察

(1) 荷重～変位関係とたわみ曲線

ケースAからEに関して、GPILE-3Dを用いた弾性解析と弾塑性解析による荷重～変位関係を、それぞれ図-5.21(a)(b)に示す。地表面の弾性係数が大きくなるにつれて、同一荷重に対する杭頭変位は小さくなり、地表面から深さ15mまでの平均N値が等しいにもかかわらず、深さ方向の地盤定数の差によって、その挙動には大きな違いがある。つまり当然のことながら、水平力を受ける単杭の杭頭変位は、地表面付近の地盤の弾性係数に大きく影響を受ける。また図からGPILE-3Dを用いれば、荷重～変位関係の非線形性をある程度表現できる。

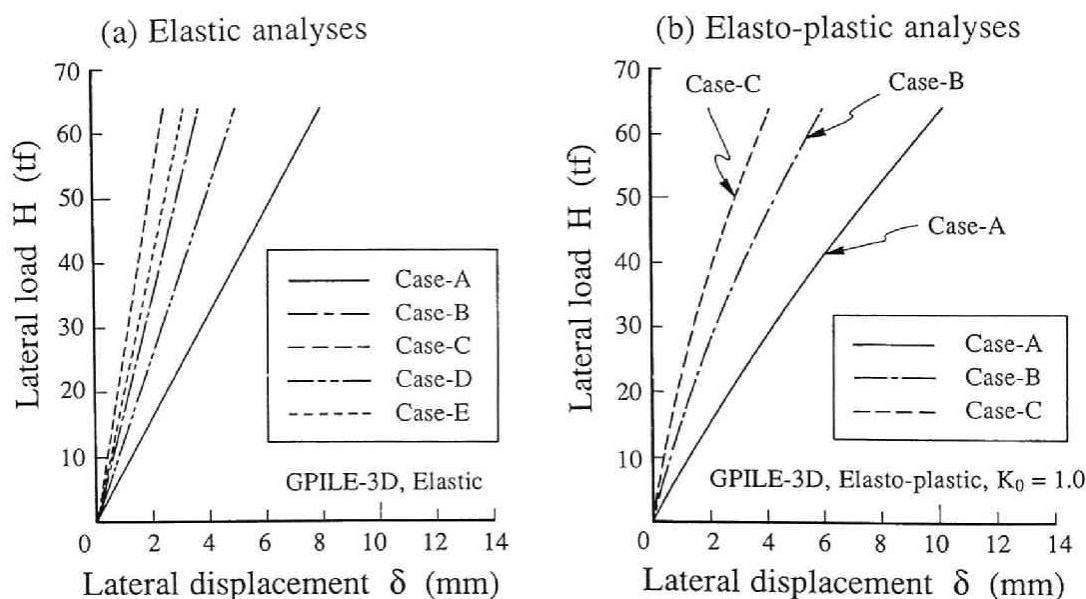
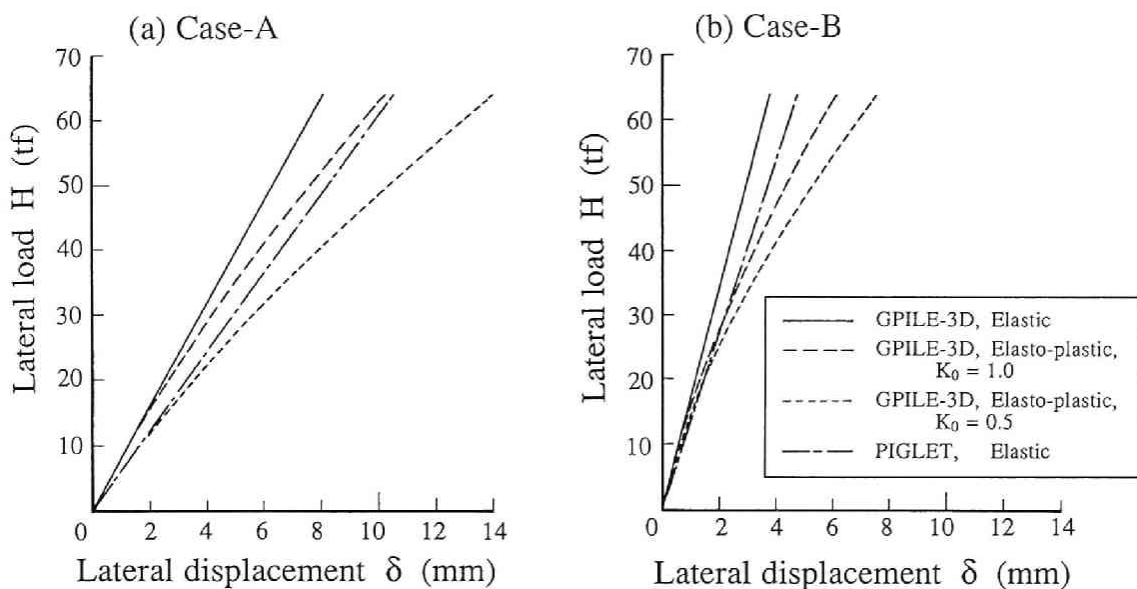


図-5.21 弾性解析と弾塑性解析による荷重～変位関係

(a) 弾性解析, (b) 弾塑性解析



図－5.22 解析手法と静止土圧係数を変化させた荷重～変位関係

(a) ケース A, (b) ケース B

次にケース A, B の解析手法と静止土圧係数 K_0 による荷重～変位関係の違いを、それぞれ図－5.22(a)(b)に示す。図から弾塑性解析では、 $K_0=1.0$ よりも $K_0=0.5$ のときの方が杭頭変位が大きい。つまり $K_0=0.5$ の場合は、初期応力状態が異方であるために、 $K_0=1.0$ の場合に比べて、土要素の応力状態が降伏曲面に近いので、塑性化しやすくなると考えられる。さらにGPILE-3DとPIGLETの弾性解析を比較すると、いずれのケースでもPIGLETの方が、GPILE-3Dより大きな変位を与えているが、その比は約1.3と一定であった。

次にGPILE-3D（弾塑性解析）による、(a)64tf載荷時のケース A, B, C の深さ方向の杭のたわみ曲線、(b)ケース A における、荷重の増加に伴う杭のたわみ曲線の変化、さらに(c)解析手法による違いを、それぞれ図－5.23(a)(b)(c)に示す。図(a)から、ケース C, B, A の順に第 1 不動点が深くなり、深いところまで変位が生じていることが分かる。また図(b)から、荷重増加に伴い地中部第 1 不動点が深くなる。このことは、後の塑性領域図に示すように、地盤の塑性領域の広がりを意味する。図(c)は、ケース A の解析手法と K_0 値によるたわみ曲線の違いを示している。PIGLETは、GPILE-3Dと比較して深くまで杭体に変形しており、解析の仮定上載荷方向と逆方向には全く変形しない。

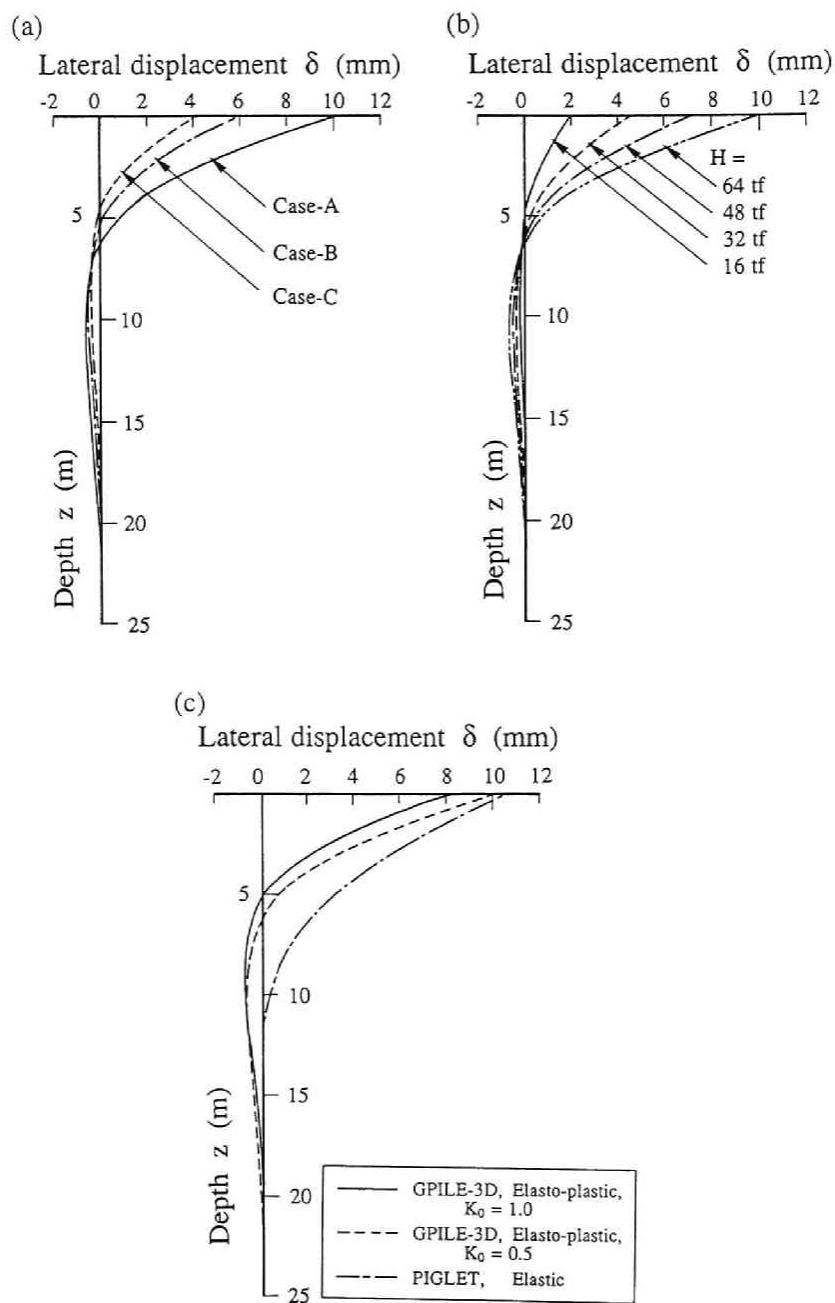


図-5.23 杭体の変位分布

- (a) 解析ケースによる違い($H = 64 \text{ tf}$, $K_0 = 0.5$),
 (b) 荷重増加による変化(ケース A, $K_0 = 0.5$),
 (c) 解析手法による違い(ケース A)

(2) 杭周辺地盤の応力径路と塑性領域

杭の水平抵抗を考える上で重要である、杭周辺の地盤の応力状態を把握するために、正八面体応力の応力径路を考察する。図-5.24は応力径路を考察する杭周辺地盤の要素である。

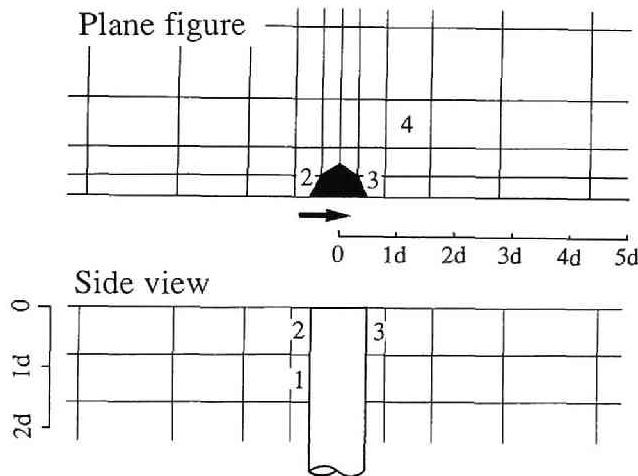


図-5.24 応力径路を考察する杭周辺地盤要素

図-5.25にケースAの $K_0=1.0$ 、0.5・ケースB, Cの $K_0=1.0$ の $\sigma_{\alpha\alpha} \sim \tau_{\alpha\alpha}$ 関係をそれぞれ示す。ただし図中矢印は、そのステップで要素が塑性状態になったことを示している。また図(c)は参考のため他の図より大きな応力レベルまで図示している。図-5.25から $K_0=1.0$ の場合以下のことが読み取れる。

- 1) 杭背面の要素は、いずれのケースでも、 $\sigma_{\alpha\alpha}$ が減少しながら降伏曲線に至り、その後降伏曲線に沿って $\sigma_{\alpha\alpha}$, $\tau_{\alpha\alpha}$ とも減少する。
- 2) 杭前面の要素は、 $\sigma_{\alpha\alpha}$, $\tau_{\alpha\alpha}$ ともに増加し、ケースB, CではケースAと比較して、降伏曲線に沿って大きな応力状態まで増加する。
- 3) ケースA, B, Cの順に応力径路の勾配が大きくなり、降伏曲線に小さい荷重ステップで到達する。

上記2), 3)は、表層地盤の弾性係数が大きいほど、地盤の受け持つせん断力は大きくなることを意味する。また一般的に降伏曲線の形状から、杭背面の要素では杭前面の要素よりも早く塑性に至る。

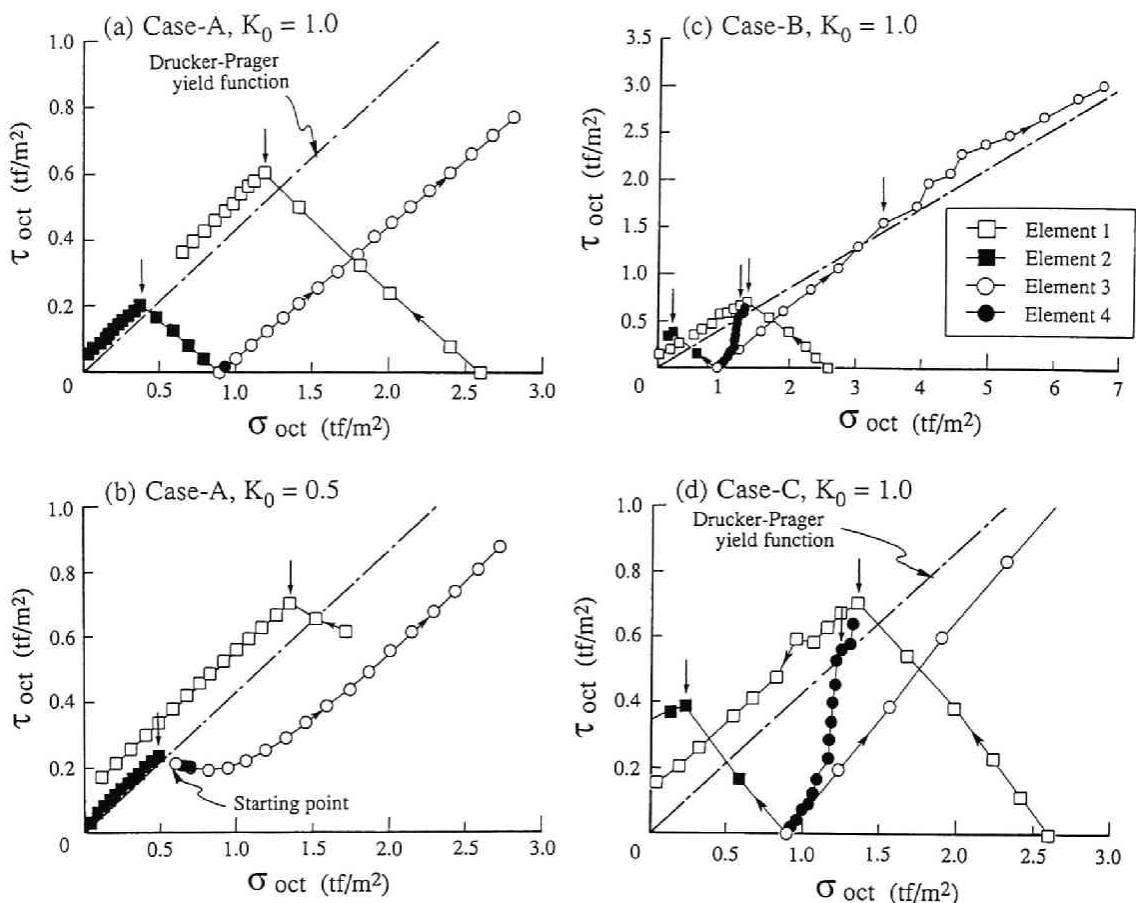


図-5.25 杭周辺要素の正八面体応力を用いた応力経路

- (a) ケース A, $K_0 = 1.0$, (b) ケース A, $K_0 = 0.5$,
(c) ケース B, $K_0 = 1.0$, (d) ケース C, $K_0 = 1.0$

K_0 値の違いによる影響に関して、図-5.25(a)(b)の $\sigma_{oct} \sim \tau_{oct}$ 関係を比較する。まず杭前面要素に着目すると、 $K_0 = 1.0$ の場合は载荷初期から直線形状を示しているが、 $K_0 = 0.5$ の場合は、载荷初期の状態では σ_{oct} が増加するのに対して τ_{oct} はあまり増加せず、一定値をとる。しかし杭体から受ける応力が増加するにしたがって、 $K_0 = 1.0$ の径路に漸近する形で τ_{oct} は増加する。これは要素が等方応力状態のときは、すぐにせん断強度を発揮できるのに対し、異方応力状態のときは、せん断強度が十分発揮されるまで応力の再配分が行われることが1つの要因と考えられる。

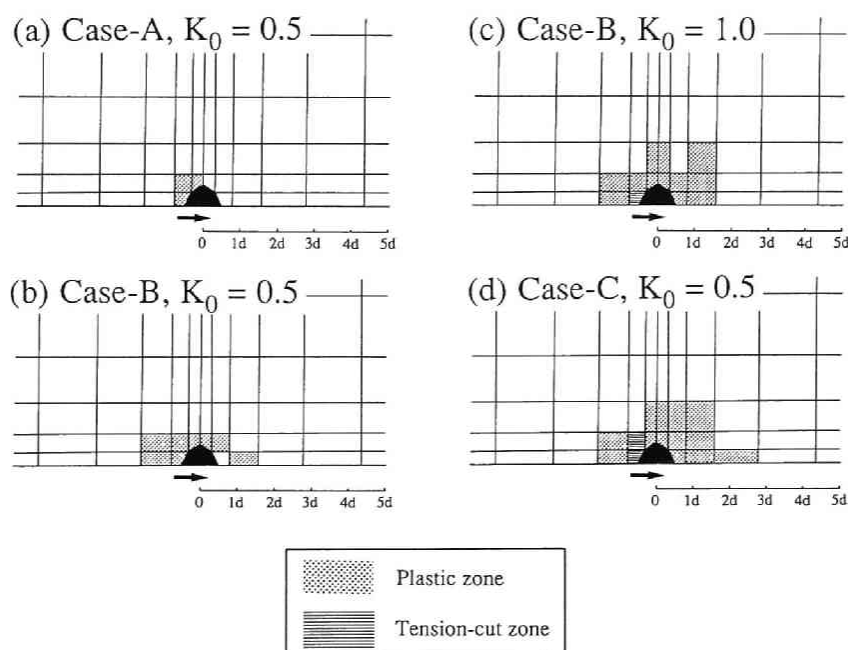


図-5.26 各ケースにおける表層地盤の塑性領域 ($H=64\text{tf}$)

(a) ケース A, $K_0=0.5$, (b) ケース B, $K_0=0.5$,
(c) ケース B, $K_0=1.0$, (d) ケース C, $K_0=0.5$

次に各ケースにおける、 64tf 載荷時の表層地盤の塑性領域を図-5.26に示す。また対称面（ケース B, $K_0=0.5$ ）および表層（ケース C, $K_0=1.0$ ）における、荷重増加に伴う塑性領域の変化の一例を、それぞれ図-5.27、図-5.28に示す。これらの図から以下のことが読み取れる。

- 1) ケース A では、ケース B, C に比べて、表層における塑性領域は小さい。特に杭前面に塑性領域の発達が見られず、前節の応力経路から分かるように、杭前面の要素では、せん断応力が急激に増加せず、降伏に至りにくいためと考えられる。
- 2) ケース B, C においては、塑性領域は杭背面では深さ方向に、杭前面では載荷方向に広がる。これは杭背面では引張りが発生し、地盤の弾性係数を極端に低下させているためケース A と同じ状態になり、後方の要素に載荷の影響が伝わらないためである。
- 3) $K_0=0.5$ の場合のほうが、 $K_0=1.0$ の場合よりも塑性領域は広くなる。

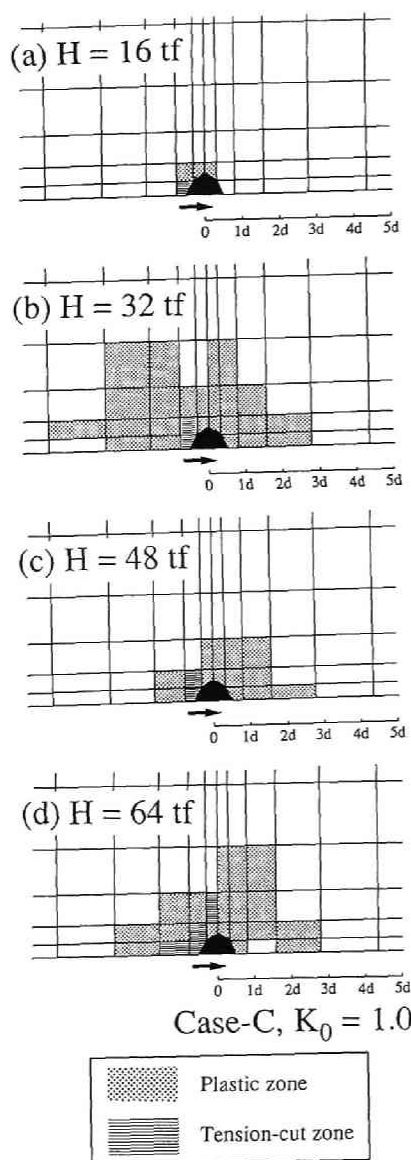


図-5.27 対称面における塑性
領域の変化
(ケースB, $K_0 = 0.5$)

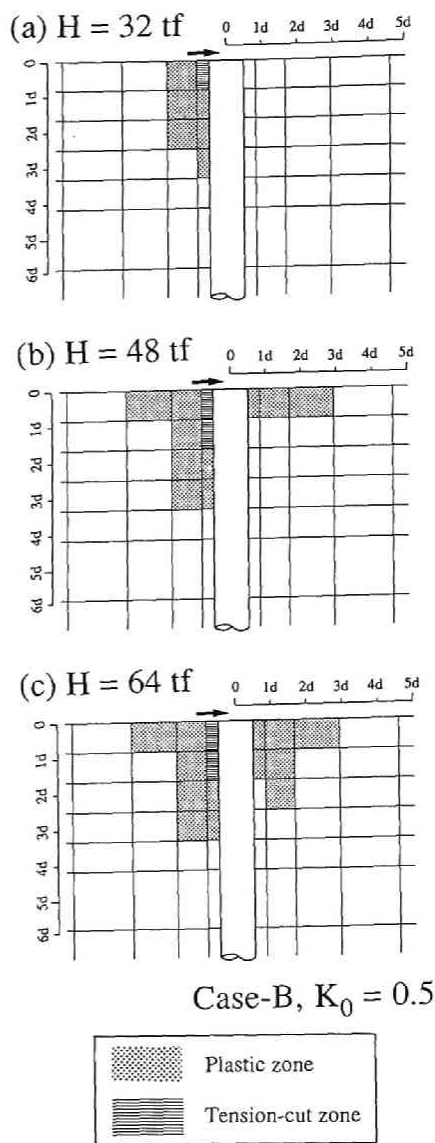


図-5.28 表層における塑性
領域の変化
(ケースC, $K_0 = 1.0$)

(3) 杭周辺地盤の変位

図-5.29にケースA, B ($K_0 = 1.0$) の、地表面における節点の荷重方向変位分布を示す。ここでは地表面の節点の杭頭変位量に対する割合が、1%となる等変位線を各載

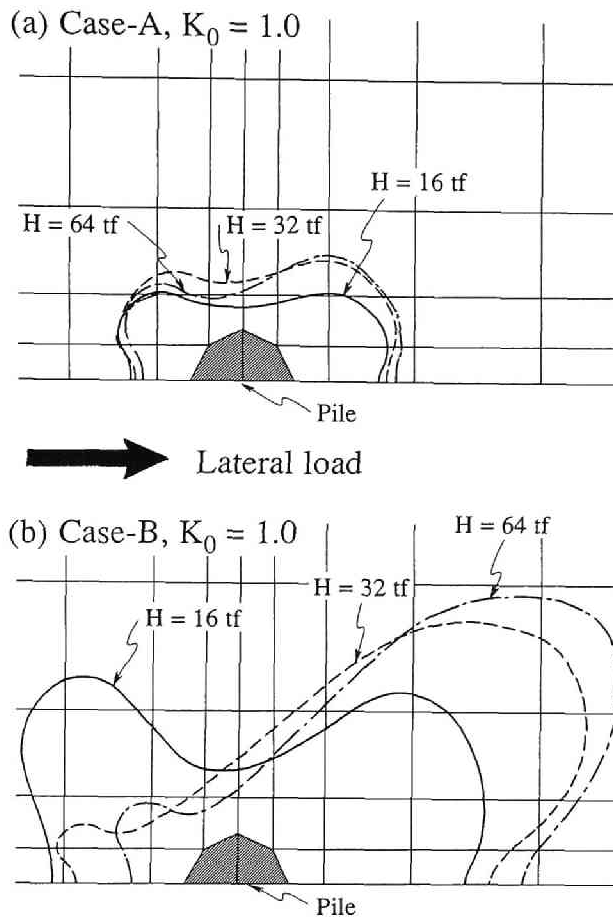


図-5.29 地表面における載荷方向変位分布

(a) ケース A, $K_0 = 1.0$, (b) ケース B, $K_0 = 1.0$

荷段階に対して求めている。つまりコンター内の領域は、杭頭変位の1%以上変位していることになる。また図-5.30に64tf載荷時のケース A, B, C の杭前面（地表面）の節点の載荷方向変位の割合を示す。図では杭頭変位量を1として各節点の変位を規準化している。図から以下のことが読み取れる。

- 1) 図-5.29(a), 図-5.30よりケース A では、荷重の増加に対する杭周辺地盤の変位は、ケース B, C に比べてはるかに小さい。このことは塑性領域の考察で述べた結果と一致し、杭頭の変位が増加するにしたがって、周辺地盤のひずみは大きくなるが、弾性係数の値が小さいために、杭周辺の地盤だけで変形を吸収してしまうためである。

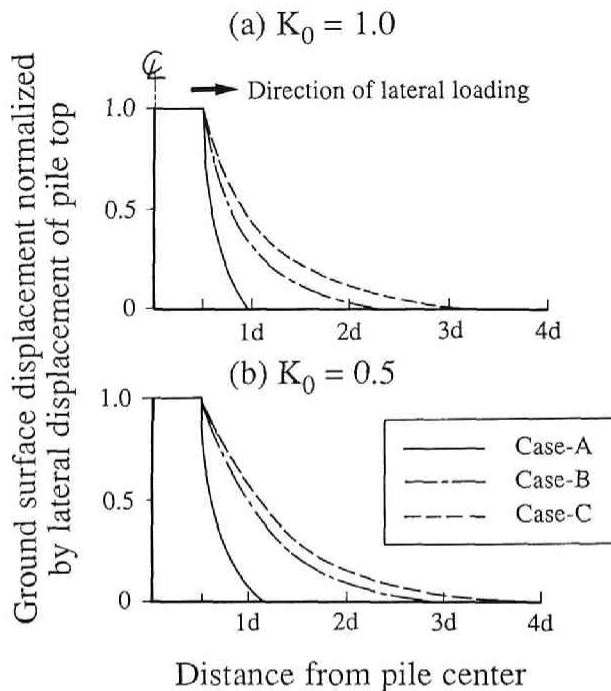


図-5.30 杭前面変位の杭頭変位に対する割合 ($H = 64tf$)

(a) $K_0 = 1.0$, (b) $K_0 = 0.5$

- 2) 図-5.29(b)よりケースBに関しては、荷重が増えるにつれて、杭背面への影響は小さくなるが、杭前面への影響は大きくなり、載荷方向から 30° の方向に変位1%の線が延びており、弾性係数 E_s の値が大きいほど横方向にも大きな影響がおよぶ。
- 3) 図-5.30より $K_0 = 1.0$ の場合よりも $K_0 = 0.5$ の場合の方が、杭前面への変位の影響域が大きくなる。

第4節 場所打ちコンクリート杭の大変形水平載荷試験と非線形解析

昭和61年制定のコンクリート標準示方書¹⁵⁾において、コンクリート構造物の設計規範として限界状態設計法が導入され、我国でも構造物の設計を限界状態設計法的な観点から見ていこうとする気運が高まっている。杭基礎をはじめとする基礎構造物についても、特に終局限界状態における合理的な設計法を確立すべく、各機関で調査研究が精力的に

実施されている¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾。

水平力を受ける杭基礎の終局限界状態を把握する場合、現場載荷試験よりその挙動を確認することが最も有効である。しかしながら杭の水平載荷試験の事例の中で、実杭を水平載荷により破壊にまで至らしめた試験例は現在まで見あたらなかった。そこで阪神高速道路・旧梅田入路の撤去工事に際して、その橋脚基礎である直径1mの場所打ち杭を対象にして、単杭および直列2本群杭の静的繰返し水平載荷試験が実施された¹⁹⁾²⁰⁾²¹⁾。この試験の着目は、

- 1) 実杭としては調査事例の少ない場所打ち杭の破壊までの水平載荷を行うことにより、地盤と杭体の終局水平抵抗性状を明確にする、
- 2) 単杭と群杭の水平抵抗性状の比較を通じて群杭効果の確認を行う、

等である。本節では載荷試験結果を示し、地盤と杭体の非線形性を考慮した簡便な骨組構造解析（SNALP：Simple Non-linear Analysis on Laterally Loaded Piles）結果と比較検討する。

4. 1 大変形水平載荷試験の概要

試験現場の土質条件は、図-5.31に示すように上層から砂層、シルト層、砂礫層であ

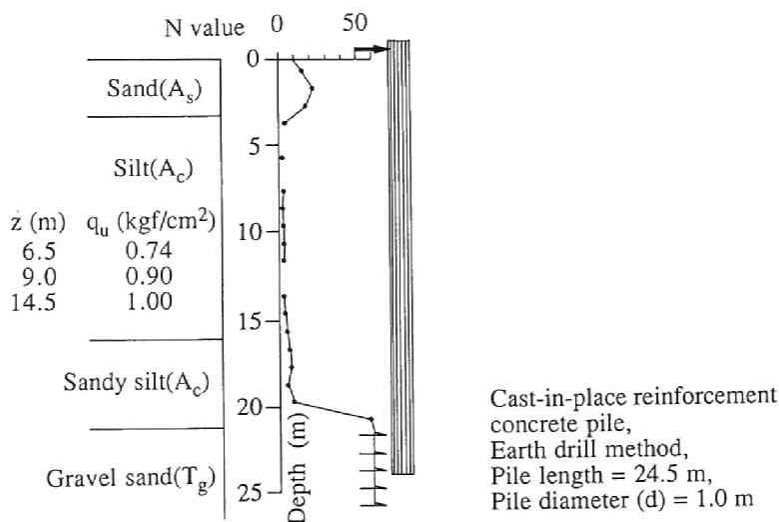


図-5.31 試験杭の諸元と土質条件

と鉄筋の強度試験が行われたので、以後の検討では表－5.6に示す実測値を用いた。本試験杭は単杭，2本杭とも地表面からそれぞれ4m，5mに段落部があり下部は上部に比べて配筋量が少ない。

表－5.6 試験杭の諸元

Strength of concrete	$\sigma_{28} = 400 \text{ kgf/cm}^2$
Modulus of elasticity of concrete	$E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
Standard of reinforcement(steel bar) SSD49	
Allowable stress	$\sigma_{SA} = 1600 \text{ kgf/cm}^2$
Yielding strength	$\sigma_{SY} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$
Arrangement of reinforcement	
Upper part: D22-24 pieces (overburden of steel bar; 10cm)	
Lower part: D19-24 pieces (overburden of steel bar; 10cm)	

載荷方式は一方向多サイクル方式で、載荷高さは単杭と2本杭でそれぞれ0.5m，0.75mとした。場所打ち杭の載荷試験を行う場合、あらかじめ鉄筋計等を杭体中にセットし、載荷時に杭の挙動を計測するが、この試験ではすでに供用されていた既設杭の載荷試験であるため、計測は図－5.32に示すように以下の項目に限られた。

- 水平荷重～水平・鉛直変位関係
- 杭体変位（多段式傾斜計を杭体に埋め込む）
- 杭周辺地盤の地表面・地中変位

4. 2 試験結果および考察

4. 2. 1 荷重～変位関係と群杭効率

荷重載荷点における単杭と2本杭の荷重～変位関係を図－5.33に示す。図中単杭の杭頭荷重は、2本杭の荷重と比較するために2倍して表示している。また杭頭変位は、荷重保持時間中に変位の進行がみられており、それを考慮して整理している。単杭，2本杭とも杭の基準変位量（10mm，杭径dの1%）²³⁾をはるかに超える変形を示しており、杭と地盤の非線形性、塑性化が進行していると考えられる。

杭頭の固定状態が違うために、図－5.33の単杭と2本杭の試験結果から直接群杭効率

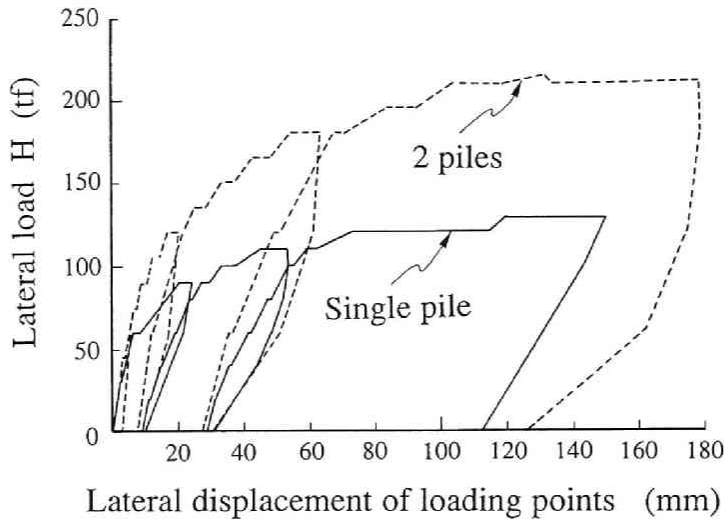


図-5.33 単杭と2本杭の荷重～変位関係

を計算することはできないので、以下に示す手法で群杭効率 e を算定した。

荷重～変位曲線において、杭の地表面変位が基準変位量（10mm）に達したときの単杭と2本杭の載荷荷重に基づき、次式により群杭効率を評価する。

$$e = \frac{1}{\xi} \times \frac{n H_s}{H_T} \quad (5-2)$$

ここに、

H_s : 単杭（杭頭自由）の載荷重、

H_T : 2本杭（杭頭フーチング結合）の載荷重、

n : 群杭の杭本数（=2）、

ξ : 杭頭固定条件による補正係数

である。

上式の杭頭固定条件による補正係数 ξ は、林-Changの式による同一荷重時の杭頭固定杭と杭頭自由杭の変位量の比が1：2となることから、一般には $\xi = 2$ とおける。しかし前者は、杭頭の回転を拘束した状態に対応するものであり、フーチングで結合された2本杭は回転を特に拘束していないので、それによる評価も必要である。そこで完全固定状態の $\xi = 2$ と完全自由状態の $\xi = 1$ の中間の $\xi = 1.5$ とした計算も行った。地表面変

位が基準変位量10mmに達したときの群杭効率を，式(5-2)により算定すると表-5.7のようになる。

表-5.7 基準変位量における群杭効率

Displacement of ground surface	Lateral load per pile		ξ	Efficiency of pile group e
	Single pile	2 piles		
10 mm	37.0 tf	48.8 tf	2.0	0.66
			1.5	0.88

次に変位の増加に伴う群杭効率の変化に関する検討を行う。式(5-2)を用いて各変位量に対応する群杭効率を算定した結果を図-5.34に示す。群杭効率は変位の増加とともに大きくなる。通常は変位レベルが大きくなると群杭効果が顕著になり、群杭効率は小さくなると考えられるが、試験結果は逆の傾向を示した。これは後述するように、杭体の非線形性の影響によると考えられる。

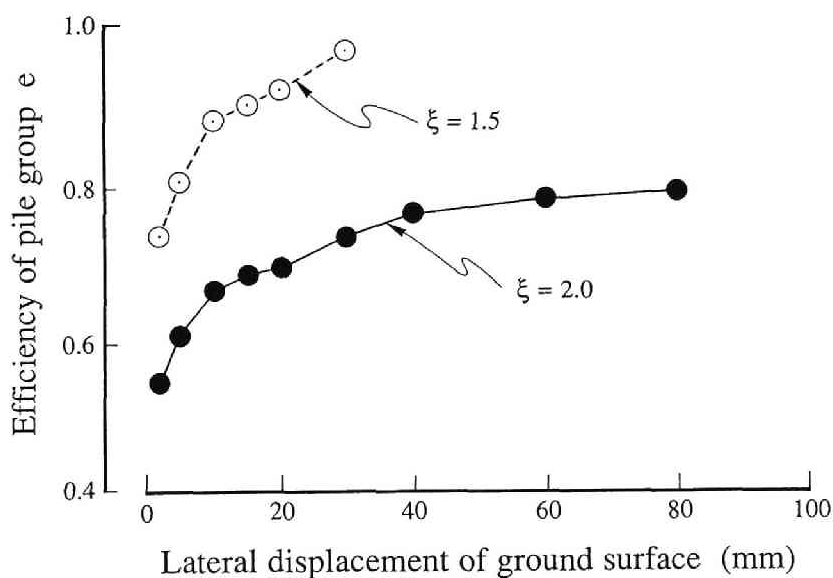


図-5.34 2本杭の群杭効率と地表面変位の関係

杭の鉛直載荷試験の鉛直荷重 P ～ 杭頭沈下量 S 関係から試験杭の支持力を判定する場合、 $\log P \sim \log S$ を描き、第1折れ点を降伏荷重（第一限界荷重²⁴⁾）とする²⁵⁾。処女荷重段階における経過時間 t を用いた $S \sim \log t$ 曲線や、 $\Delta S / \Delta \log t \sim P$ 曲線もその決定の判定基準とされる。水平載荷試験に関しても、「水平荷重 H と杭頭地表面水平変位 δ を両対数表示した $\log H \sim \log \delta$ 曲線を描き、折れ点等を許容水平荷重と総合して設計値の確認を行う」とある²⁶⁾。そこで荷重～変位関係の内側を内挿して、両対数グラフで表わした図を図-5.35に示す。図から $H=35 \sim 40\text{tf}$ 付近に第1折れ点（B）が認められる。この折れ点Bの荷重値は、引張り側のコンクリートにクラックが生じ、杭体が全断面有効の状態からRC断面へ移行する境界の荷重である²⁷⁾と考えられる。さらに折れ点Cは鉄筋が降伏した状態と推定できる。

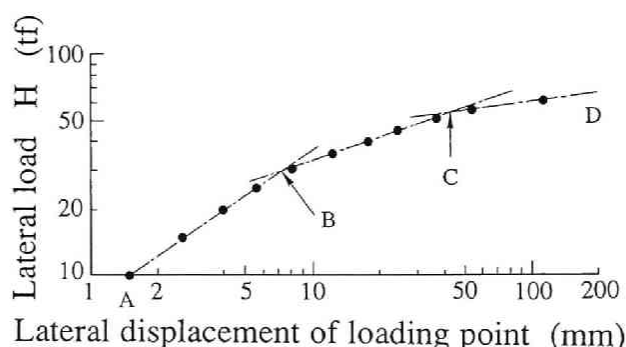


図-5.35 両対数表示した単杭の荷重～変位関係

上記第1折れ点Bに着目して、現在までに実施された場所打ち杭の載荷試験を19例収集し、B点と基準変位量との関係を考察した。収集した載荷試験の杭径は0.8m～3.0m、杭長は11m～69mで十分長い杭とみなせる。地盤の状況・杭の施工法・主鉄筋の変化位置によってもB点の大きさは変化すると考えられるが、ここでは考慮していない。19例の荷重変位曲線を $\log H \sim \log \delta$ で表示し、第1折れ点の変位量 δ を杭径 d で基準化し横軸に、縦軸に杭径 d をとってプロットした図を図-5.36に示す。B点でクラックが発生し杭体の非線形性が現れるとすれば、基準変位量1%の時点で杭はすでに非線形挙動を示していることになる。また基準変位と比較して、杭径が大きくなるほど基準変位量より小さくなる傾向がある。杭の非線形性よりも早く地盤の非線形性が卓越するが、地盤

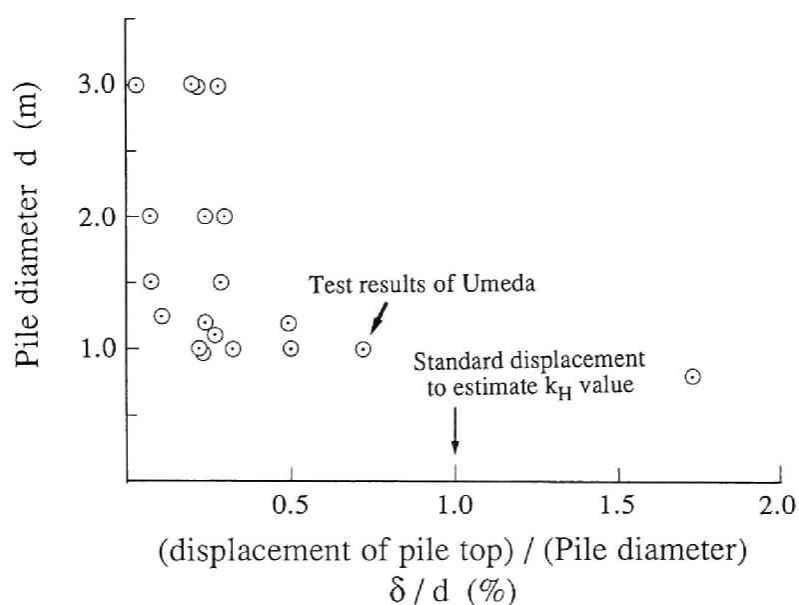


図-5.36 杭径で基準化した第一折れ点発生時変位量と杭径の関係

の非線形化は水平抵抗の性質上進行性破壊のようなもので、第1折れ点付近にオーバーラップしていると考えられる。

4. 2. 2 杭体の変形性状

杭軸中心に沿って設置した多段式傾斜計の傾斜角から、杭体の変位を評価した結果を図-5.37(a)(b)に示す。その際杭先端の変位をゼロとし、各点での傾斜角の測定値を上方に順次積分して杭の変位分布を求めた。なお実測載荷点変位を基に変位分布を比例配分して補正を施している。図(a)(b)から以下のことが読み取れる。

- 1) 単杭では、杭の第1不動点深さが各荷重段階で変化しており、荷重増加に伴い次第に浅くなる傾向を示す。
- 2) 2本杭では、同様に不動点深さが荷重に応じて変化し、前列杭の不動点は後列杭に比べて深い。

単杭の試験後、杭周辺地盤を約6m掘削して、杭表面を露出させクラックの発生状態を調査した。図-5.38に単杭の試験後のクラック発生状況と、クラックの幅および圧縮領域のコンクリートの浮き上がり状況を示す。図-5.37(a)に示した第1不動点よりやや

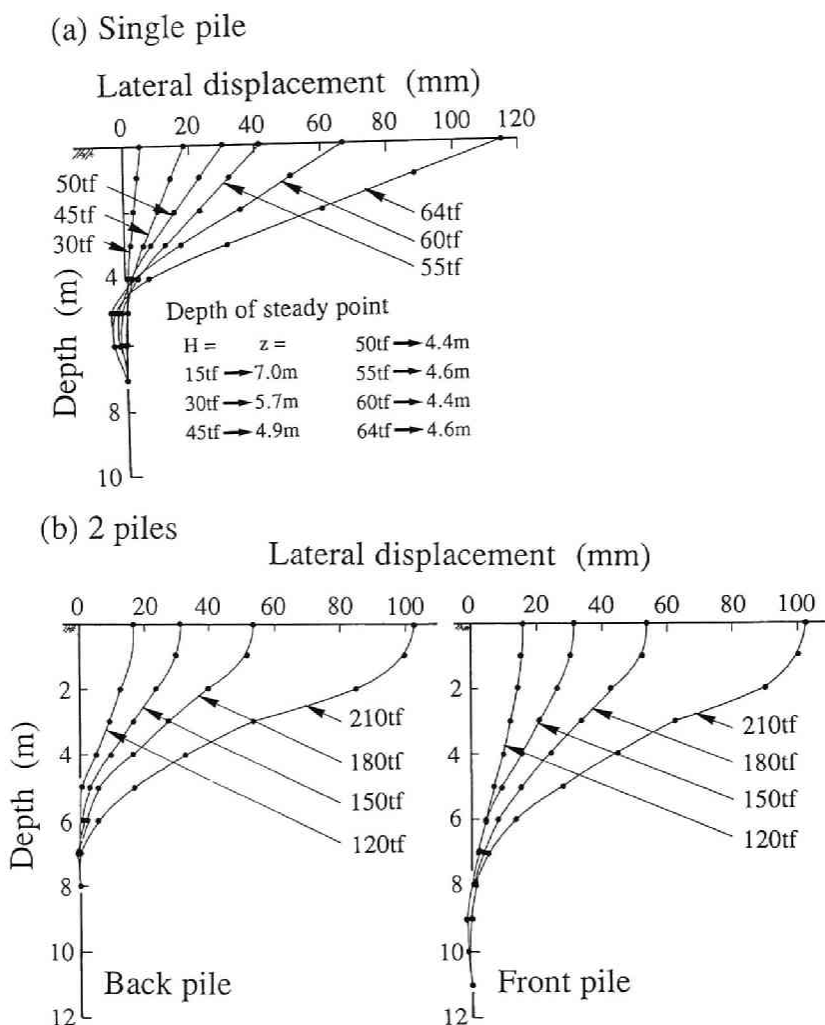


図-5.37 多段式傾斜計より求めた杭体変位

(a) 単杭, (b) 直列2本杭

上部（深さ4m）のコンクリート引張り領域に、引張りクラックが卓越している。この試験杭は、杭頭自由の状態で作荷試験を行った場合は、ちょうど深さ4mの部分で鉄筋の断落し部と地盤の境界（砂層からシルト層）が一致しており、特殊な地盤であるといえる。

図-5.39は2本杭の前方杭の杭頭部の損傷状態を示したものである。図中A～Dの記号は、図-5.32(b)のA～Dに対応している。単杭と比較して、杭頭に作用するモーメントに違いはあるものの、フーチング直下の杭頭部において、コンクリートの欠落や鉄筋

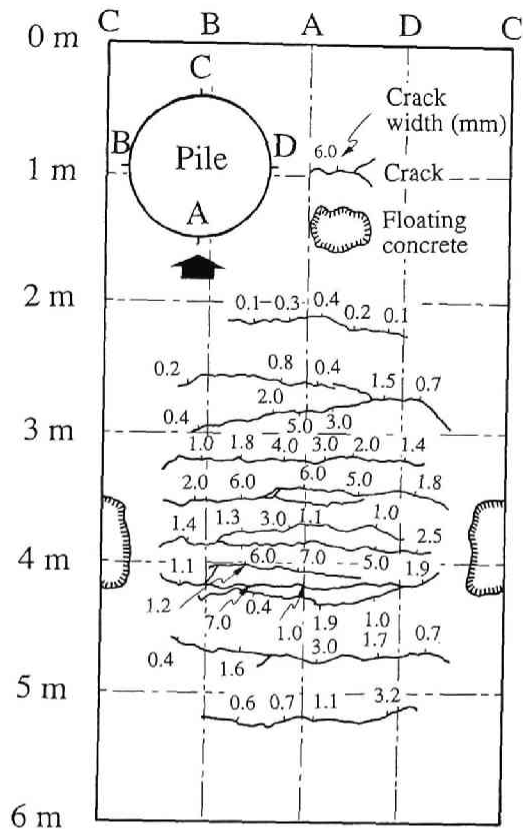


図-5.38 単杭のクラック発生状況

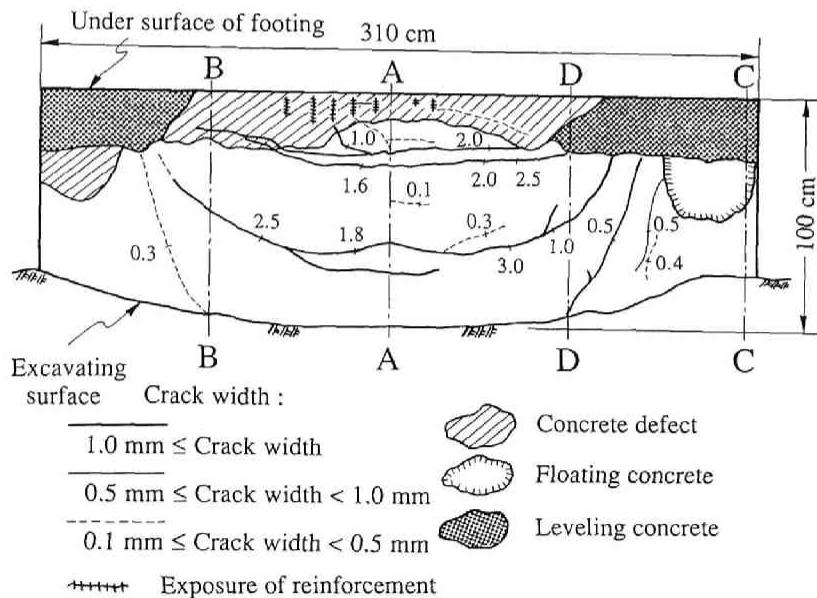


図-5.39 2本杭（前列杭）の杭頭部損傷状態

の露出が観察される。

一般に杭の水平抵抗に關与する地盤は、地表面から $1/\beta$ の範圍であるとされている。ここで β は杭の特性値で以下の式より算定される。

$$\beta = 1/4 \sqrt{4 E_p I / k_H d} \quad (5-3)$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

E_p : 杭の弾性係数 (kgf/cm²)

I : 杭の断面 2 次モーメント (cm⁴)

である。

これより $1/\beta$ は、深さの次元をもち、地盤反力係数 k_H と杭体の曲げ剛性 $E_p I$ によって変化する。すなわち k_H は、地盤変位の増大とともに低下する傾向を示し（ k 値のひずみ依存性）、また杭体の曲げ変形の進行にともない曲げ剛性 $E_p I$ も低下する（杭体の非線形性）ため、この両者の非線形性の進行度に応じて $1/\beta$ の値が変わっていくことになる。

ここで杭体が弾性体であると仮定すると、 k_H の低下に伴い $1/\beta$ は深くなる。しかしながら単杭載荷試験では、これとは逆に、荷重の増加により不動点深さが浅くなっている。この傾向は、杭体の曲げ剛性 $E_p I$ の低下が、地盤の非線形性に関する k_H よりも影響度が大きかったことを示唆する。また2本杭における前列杭と後列杭の挙動の違いは、いわゆる群杭としての影響のほかに、ラーメン構造としての前・後列杭に作用する正負の軸方向力に応じて各杭体の非線形特性が異なったために生じたものと予想される。

4. 2. 3 2本杭周辺地盤の変形状態

図-5.40に2本杭前方地盤の水平力200tf作用時の変形状態を示す。図中水平変位とは、ベクトルで示される変位計測方向への水平変位を表す。図から前列杭から1.0 d離れたNo.1計測ポイントでは、大きく地盤が地中部から変形している。しかしながら2.5 d以上離れたNo.3やNo.4では、ほとんど変形していない。またNo.5の計測点の変位はゼロであった。

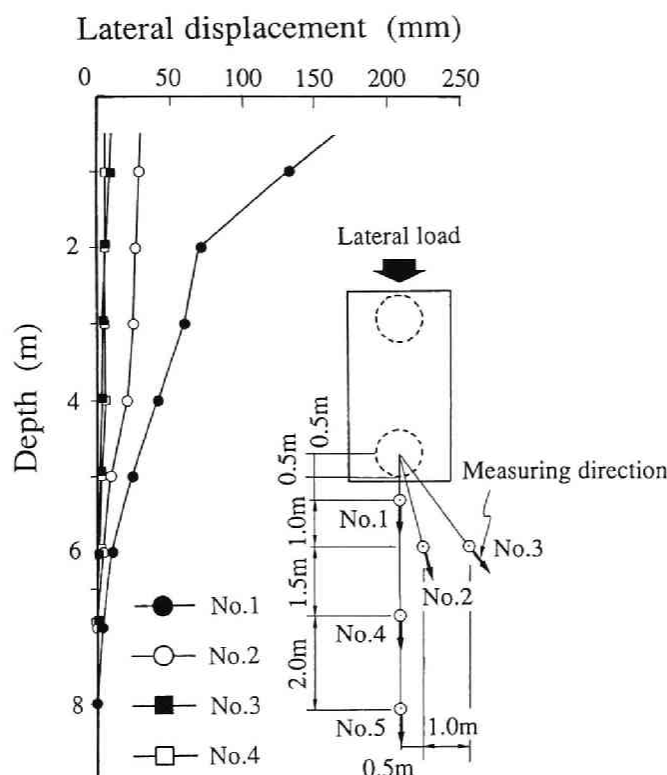


図-5.40 2本杭前方の地盤変位状態 ($H = 210\text{tf}$)

4. 3 非線形解析 (SNALP) と試験結果の比較

多層系骨組構造モデルによる各荷重段階の実測変位に応じて逆算した逆算 k 値に基づき、線形弾性解析により単杭および2本杭の杭の変形性状の説明を試みた。杭体は、曲げ剛性 $E_p I$ が一定の線形モデルとした。しかし単杭の載荷試験の結果として前項で示した、第1不動点の位置が荷重増加に伴ってやや浅くなる傾向に対して、解析結果では逆に不動点が次第に深くなり、実測の杭頭変位量に適合する逆算 k 値を用いた線形解析では地中内の杭の変位モードを説明できなかった。これは、逆算 k 値は杭頭荷重～杭頭変位関係のみによる「情報」であるため、各層の非線形化の程度に応じた杭の深さ方向の変形性状の変化を説明することには無理があることと、試験後の杭の変状調査から、最大荷重に至るまでの間に杭本体は明らかに強く非線形化しており、この杭本体の非線形化を考慮しなければ、単杭の挙動を説明し得ないという結論を得た。そこで試験時の

杭の挙動を合理的に説明することに主眼を置き，地盤と杭本体の非線形特性をともに考慮した簡便な解析法（SNALP：Simple Non-linear Analysis on Laterally Loaded Piles）とその解析結果を以下に示す。

4. 3. 1 解析概要

地盤の各層の水平方向の非線形特性を，ここでは慣用的な次式で表現する。

$$k(y) = k_H y^{-1/2} \quad (5-4)$$

$$p(y) = k(y) y = k_H y^{1/2} \quad (5-5)$$

ここに，

k_H ：基準変位量10mmに対応する水平方向地盤反力係数

y ：任意位置での杭の水平変位量

$k(y)$ ：変位 y に対応する水平方向地盤反力係数

$p(y)$ ：変位 y に対応する水平方向地盤反力度

である。また杭本体各断面の曲げ非線形特性を，弾塑性の曲げモーメント(M)～曲率(ϕ)関係で，次のように表現する。

$$M = M(\phi) \quad (5-6)$$

具体的には図-5.41に示すように，軸力 N と曲げモーメント M を受ける円形RC断面に対して，曲げ変形理論を適用して得られる $M \sim \phi$ 曲線を，コンクリートのひびわれ開始時（C），引張主鉄筋の降伏開始時（Y），断面の終局時（U）の3点を結ぶトリリニア曲線で近似する。これは道路橋示方書V・耐震設計編²⁸⁾において，RC橋脚の地震時保有水平耐力の検討に用いられる方法と基本的に同様の手法に基づくものである。

上記の地盤，杭体の非線形特性を骨組構造に適用して非線形解析を行う。手法の要点を以下に示す。

- a) 地盤と杭体を非線形ばね（地盤）支点上の非線形はり（杭体）としてモデル化する。

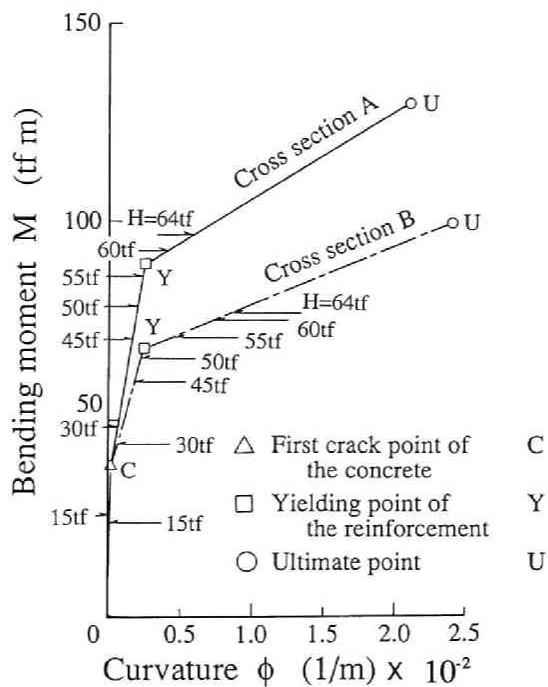
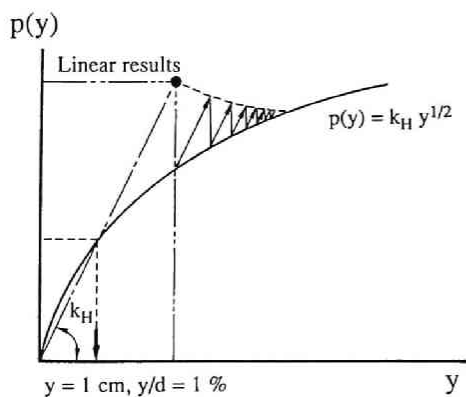


図-5.41 単杭の曲げモーメントM～曲率 ϕ 関係

(a) Nonlinear characteristic of ground



(b) Nonlinear characteristic of pile

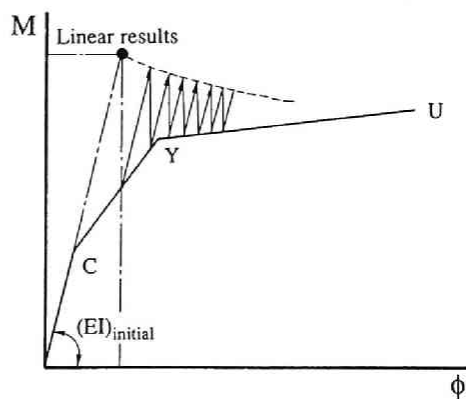


図-5.42 荷重伝達法による地盤と杭体の非線形解析 (SNALP)

(a) 地盤の非線形性解析, (b) 杭体の非線形性解析

b) 非線形解析の手法には荷重伝達法 (Stress Transfer Method) を適用する。

荷重伝達法とは、図-5.42に示すように線形解析を基本にし、杭体の剛性変化による

非線形性は内力の不釣り合い力を等価な外力として処理し、地盤ばねの非線形性も同様に、線形地盤反力と非線形地盤反力の差を外力として処理する方法である。以後杭と地盤の非線形性を考慮した簡便な骨組み構造解析をSNALPと呼ぶ。

4. 3. 2 単杭の解析

単杭の非線形解析モデルを図-5.43(a)に示す。地盤ばねは、ばね支点として離散化し、線形ばね係数を各層の水平方向地盤反力係数 k_H に基づいて定めた。地盤ばねは、図中黒丸の点に設置した。また杭体の $M-\phi$ 関係は、軸力 $N=0$ として断面A（地表面より4.0mの範囲）、断面B（地表面より4.0m以深）の各断面について、前述の図-5.41のように設定した。

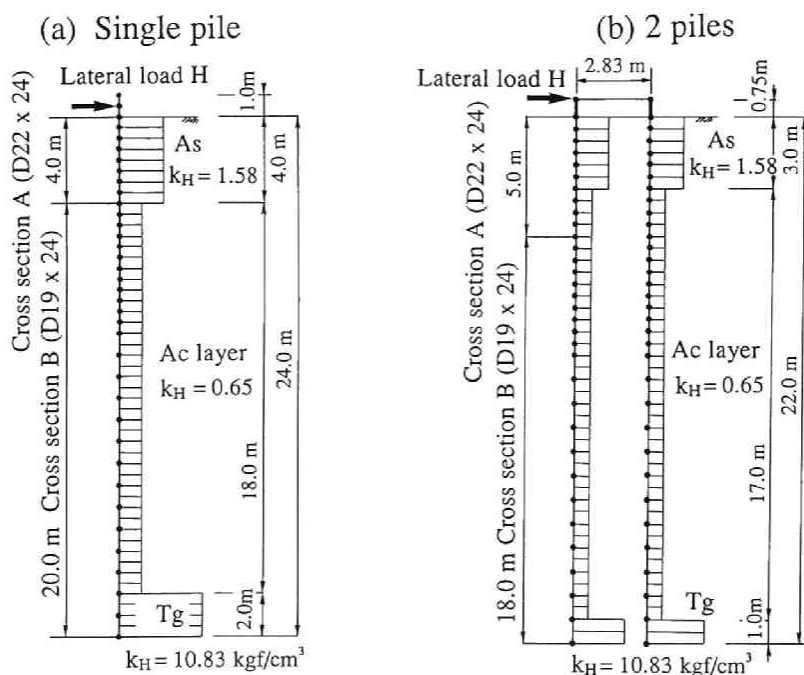


図-5.43 骨組構造によるSNALPのモデル

(a) 単杭, (b) 2本杭

各荷重段階における杭の変位分布の解析結果を図-5.44に示す。図の変位分布の解析結果によると、荷重の増加に伴って第1不動点の深さが次第に浅くなっていく傾向にあ

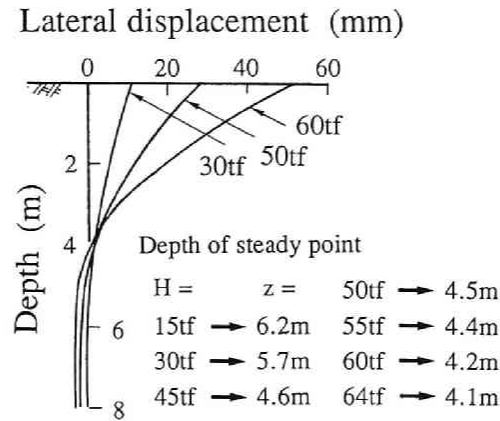


図-5.44 単杭の変位分布の解析結果と第一不動点発生位置

ることが注目される。またこれらの各段階の不動点深さは、図-5.37(a)に示した傾斜計による測定結果とよく適合している。線形解析による不動点位置の変化は、本解析と全く逆の傾向を示しており、本非線形解析の有効性を検証できた。さらに図は省略するが、曲げモーメント分布から最大曲げモーメントは、各荷重段階とも鉄筋変化部よりやや浅い深度で生じており、これは図-5.38に示した試験後の調査で認められた顕著な曲げひびわれの発生位置（ $z=4.0\text{m}$ ）と一致した。

次に荷重～変位関係の解析結果を図-5.45に示す。図によると、SNALPによる載荷点変位は、微小変位領域では試験値を過大に評価し、最大荷重付近の大変形領域では逆に過小に評価している。60tfから試験最大荷重64tfまでは実杭では急激に変位が増大している範囲であり、単杭の終局限界に近い状態に至っているものと考えられる。図-5.41の $M \sim \phi$ 関係にはモーメントの解析値をプロットしているが、最大荷重64tfで断面A、Bともに鉄筋降伏時曲げモーメント M_y を超えて塑性域に入っている。これより試験杭の大変形時の挙動が、杭体の曲げ破壊の限界状態によって支配されることが推測される。また図-5.41においても、計算から求めたコンクリートのクラック発生点は、図-5.35に示した荷重～変位関係の両対数表示時に現われる第1折れ点の荷重（30tf）と対応している。

4. 3. 3 2本杭の解析

直列2本杭の解析モデルを図-5.43(b)に示す。地盤ばねの扱いは単杭の場合と同様で

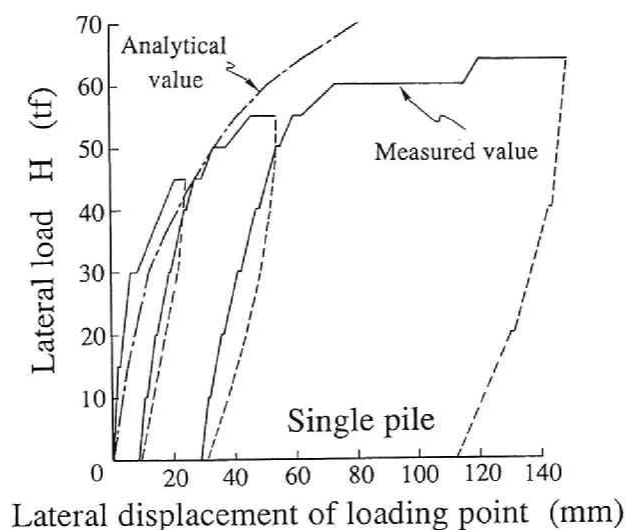


図-5.45 単杭の荷重～変位関係の解析結果

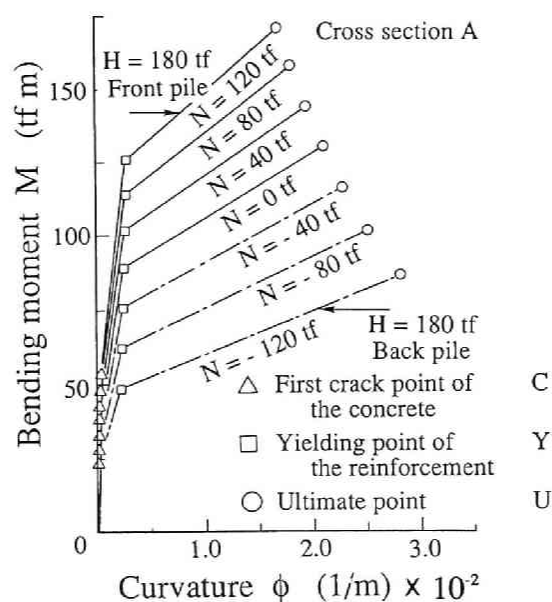


図-5.46 種々の軸力における2本杭の $M \sim \phi$ 関係（断面A）

ある。2本杭の場合，水平荷重の载荷に伴い前列・後列杭にそれぞれ圧縮・引張り軸力が発生するため，杭断面の $M \sim \phi$ 関係は軸方向力の大きさに応じて変化する。主鉄筋の変化位置は地表面から5.0mの深さであり，種々の軸力の値に応じて評価した断面Aの M

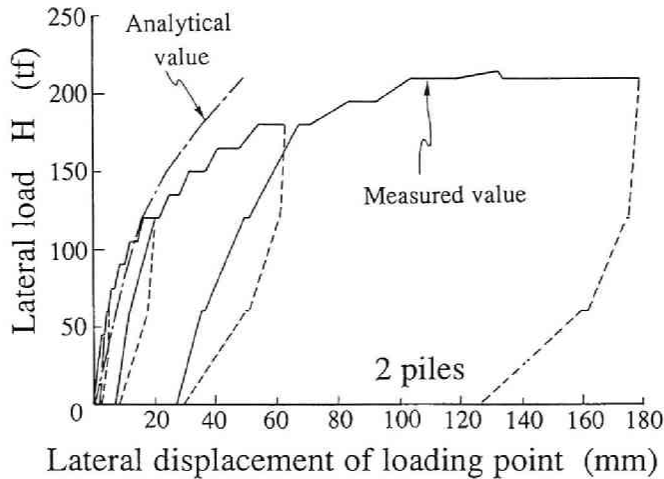


図-5.47 2本杭の荷重～変位関係の解析結果

～ ϕ 関係を図-5.46に示す。

まず軸力ゼロの下での $M \sim \phi$ 関係を用いて、非線形解析を行った。各荷重段階における杭の水平変位分布は、前列・後列杭の非線形特性また地盤の非線形特性が同一なので、前列・後列杭の不動点深さは一致した。また不動点深さは、荷重の増加に伴い、わずかなではあるが浅くなる傾向を示した。これは「前列杭の不動点が常に後列杭に比べて深く、また荷重の増加につれて不動点がやや深くなる」という試験結果とは適合しない。試験による荷重～変位関係と解析結果の比較を図-5.47に示す。図から解析値の傾向は単杭と同様であり、最大荷重近傍時の顕著な杭頭変位の増加現象を表現できない。

次に試験最大荷重に近い水平力180tfの場合を対象にして、図-5.46に示す杭に発生する軸力に応じた $M \sim \phi$ 関係を用いて解析した結果を示す。ここに軸力 N は上記解析により算定された値 ($N = \pm 120\text{tf}$) とした。杭体の変位分布の解析結果を図-5.48に示す。前列杭の不動点は後列杭よりも深くなっており、数値はともかく、傾斜計による試験的事実と符合している。したがって前列杭と後列杭の挙動の差異は、各杭に生じる正負の軸力による杭体の非線形性の違いが、ひとつの要因であると推測できる。

図-5.46には軸力 N に応じた $M \sim \phi$ 曲線上に、水平力 $H = 180\text{tf}$ 時の最大曲げモーメントをプロットした。軸方向引張り力が発生する後列杭の杭頭部断面が終局状態に近づいている。また前列杭の方がより大きな曲げモーメントを示しており、軸方向圧縮力により相対的に剛性と断面耐力の増大した前列杭が、軸方向引張り力により剛性低下した後

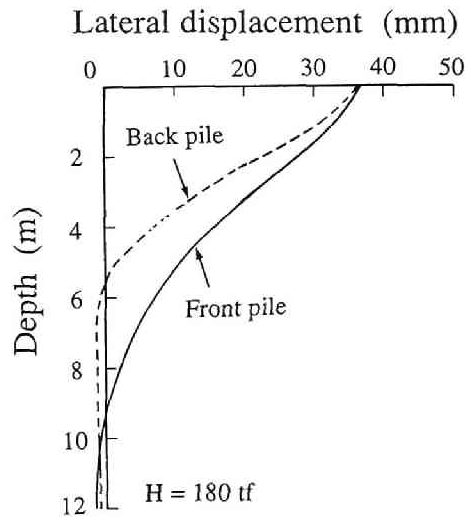


図-5.48 2本杭の変位分布

列杭よりも，群杭全体の水平抵抗に寄与していると説明することができる．なおこの解析により得られる軸力 N が，上記のように仮定した値（ $N = \pm 120\text{tf}$ ）と異なる場合には再計算が必要になるが，これらはあらかじめ仮定した N と大きな差がなかった．

4. 3. 4 地盤をバイリニアモデルに改良した非線形解析

4. 3. 1に示したSNALPによる非線形解析では，地盤の非線形性を式(5-5)のように1/2乗則で評価しているが，試験時の最大荷重近傍での杭頭変位の急激な増大を表現することはできなかった．これを再現するには，地盤反力の極限値の概念の導入が必要である．そこで杭の任意の深さ z における地盤の非線形性を，図-5.49に示すバイリニアモデルに近似し²⁹⁾³⁰⁾，SNALPを改良した解析を示す．ここに図中 α_k ， α_p は，地盤のバイリニア特性を記述する非線形パラメータ³⁰⁾である． α_k は基準変位における地盤反力係数 k_h の倍率であり，地盤反力の初期勾配を規定する．また α_p はクーロンの受働土圧強度 p_p の倍率であり，地盤の抵抗強度を規定する．式(5-5)の1/2乗則とバイリニア型モデルの $p \sim y$ 曲線の比較を図-5.50に示す．

α_k ， α_p を種々に変化させてSNALPで解析した単杭の荷重～変位関係を，図-5.51に示す．単杭の終局時までの挙動を表現するためには， α_k ， α_p を3.0，2.5とすればよいことが分かる． α_p に関しては，第4章の遠心模型実験から求めた地盤反力分布（図-4.28，

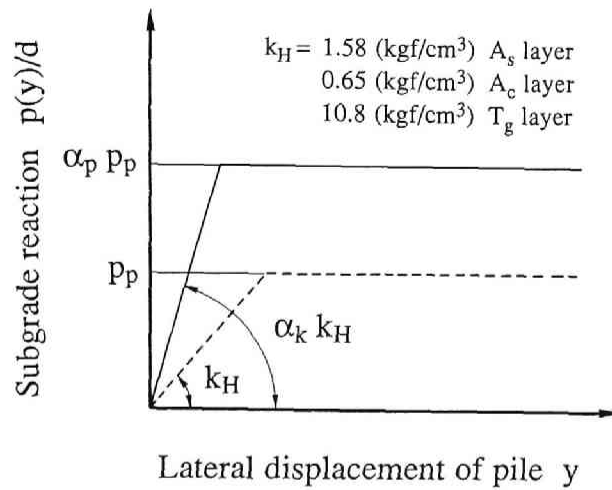


図-5.49 バイリニアモデルで近似した地盤の非線形性

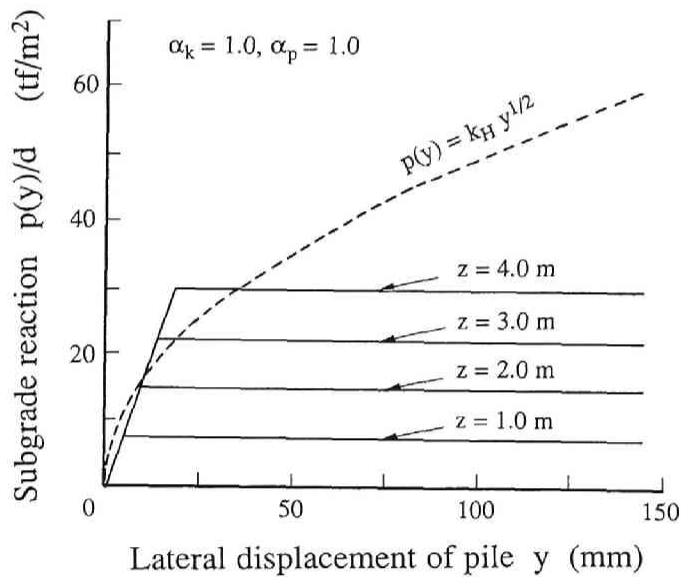


図-5.50 1/2乗則とバイリニア型モデルの $p \sim y$ 曲線

$\alpha_p = 2.5$) が参考になる。

図-5.52および図-5.53に $\alpha_k = 3.0$, $\alpha_p = 2.5$ とした場合の曲げモーメント図と地盤反力分布を示す。最大曲げモーメント発生位置は2.5m付近で、図-5.38に示したクラック

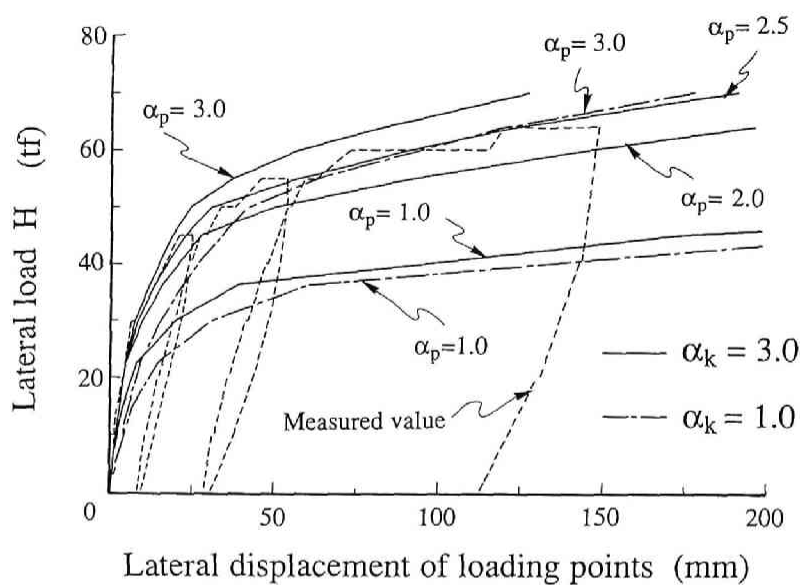


図-5.51 α_k , α_p を種々に変化させた単杭の荷重～変位関係

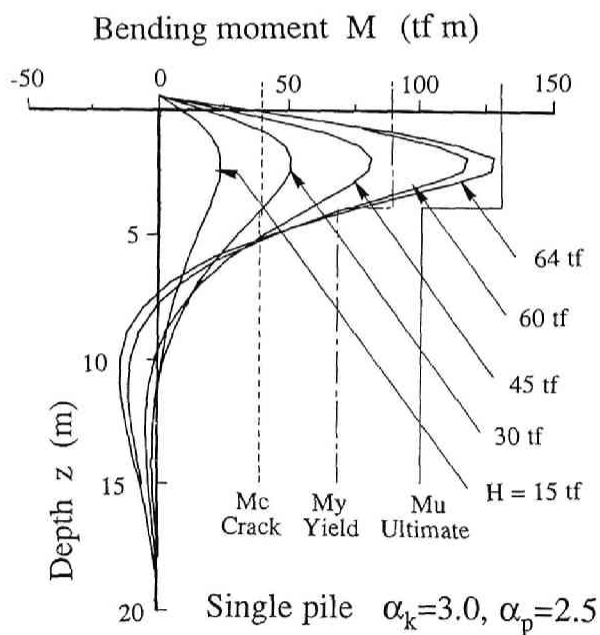


図-5.52 単杭の曲げモーメント分布 ($\alpha_k=3.0$, $\alpha_p=2.5$)

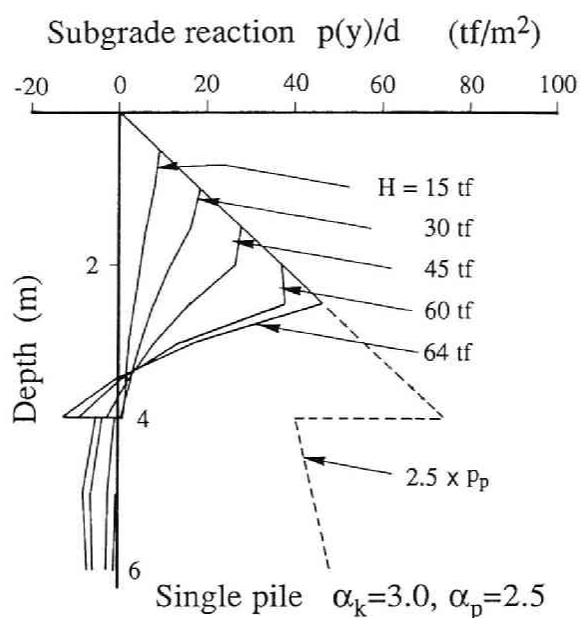


図-5.53 地盤反力分布 ($\alpha_k=3.0, \alpha_p=2.5$)

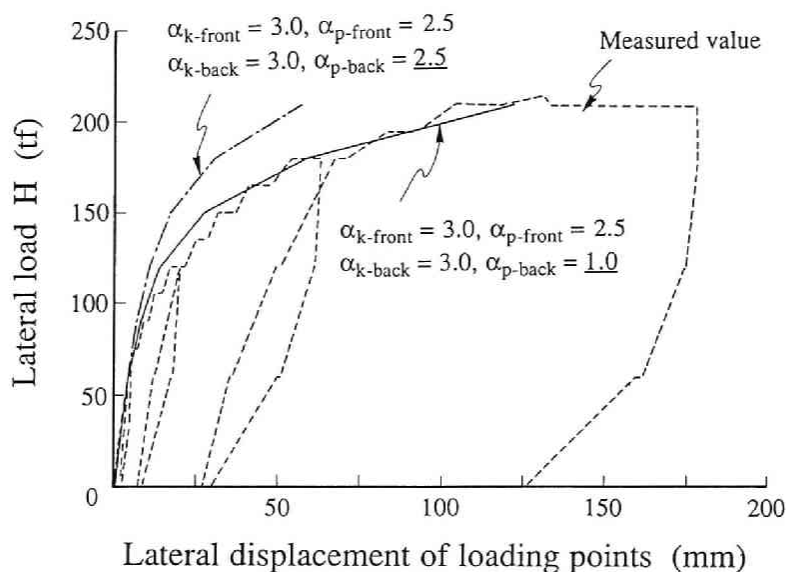


図-5.54 軸力を考慮した2本杭の荷重～変位関係

発生位置とは若干異なるが、水平力 $H=64$ tf で終局状態になるという試験結果は表現し得ている。また地盤反力は、上部地盤から順に荷重の増大とともに極限值に達しており、

図-4.28に示した遠心模型実験結果と定性的に一致している。

さらに直列2本杭に対しては軸力を考慮し、単杭の解析結果と図-3.17(a)や図-4.30の前列杭と後列杭の地盤反力の違いを考慮して、 α_k は前列杭と後列杭で3.0と同一にし、 α_p を前列と後列でそれぞれ2.5と1.0に変化させた結果を図-5.54に示す。前列杭と後列杭の受動土圧強度を変化させたほうが、終局状態の杭の変形挙動を推定可能である。図-5.55には前列杭と後列杭の α_p を変化させた場合の曲げモーメント分布を示すが、前列杭と後列杭の挙動の差異を表現可能である。 α_k はフィッティングで求めたが、今後は α_p とともにその物理的な意味や地盤種別との関連等を含めて、さらなる検討が必要である。

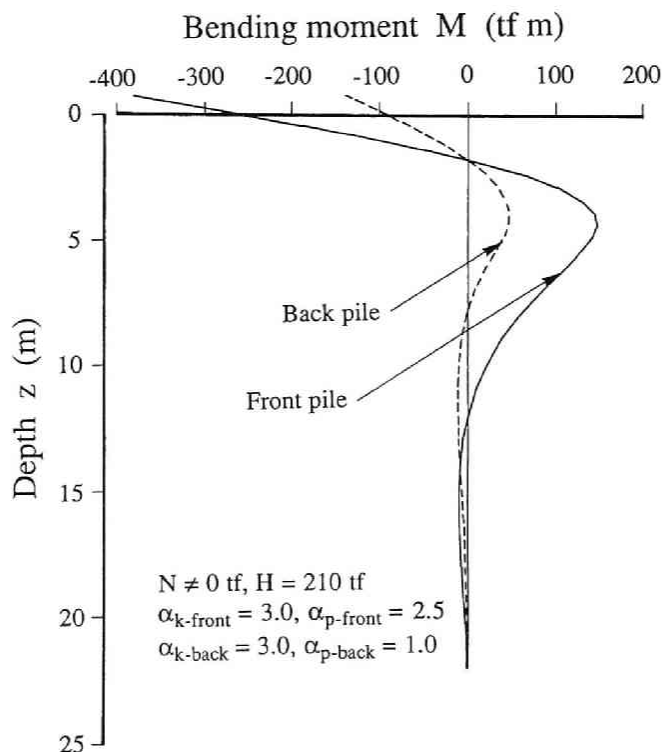


図-5.55 2本杭の曲げモーメント分布

($H=210\text{tf}$, $\alpha_{k\text{-front}}=3.0$, $\alpha_{p\text{-front}}=2.5$, $\alpha_{k\text{-back}}=3.0$, $\alpha_{p\text{-back}}=1.0$)

第5節 結論

本章では、まず始めにPIGLETを用いて、地盤定数決定法に関し単杭の実大水平載荷試験の結果を用い検討を加え、実大単杭の載荷試験の解析を行った。次にGPILE-3Dを用いて、単杭の載荷試験の解析と、地盤の弾性係数の変化が杭の挙動に与える影響を調べるためのパラメトリックスタディーを実施した。最後に場所打ちコンクリート単杭と直列2本杭の終局状態までの載荷試験を取り上げ、地盤と杭体の挙動を考察するとともに、杭体と地盤の非線形性を考慮した骨組構造解析法（SNALP）による解析結果を示した。以上の検討により、以下の知見を得た。

- 1) 平均N値と地盤の種別だけの情報から、PIGLETで実大単杭の杭頭水平変位10mm時の作用荷重を推定するためには、S型地盤に対しては $E_s=28\text{N (kgf/cm}^2\text{)}$ 、C型地盤に対しては $E_s=20\text{N (kgf/cm}^2\text{)}$ を適用すればよい。しかしながら実大単杭の載荷試験の作用荷重を本手法によって解析した結果、平均N値と地盤種別の情報だけでは推定に限界がある。
- 2) 実大単杭をGPILE-3Dで解析した結果、杭頭の固定条件による変形モードの違いを表現することができ、杭周辺地盤の応力経路、塑性域、変位状態等を把握でき、有効性が高いことが分かった。ただし荷重～変位曲線を説明するためには、地盤の初期状態の正しい設定、地盤のモデル化の改良等さらなる研究が必要である。
- 3) 平均N値の等しい地盤でも、その分布形状によって水平抵抗に大きな違いが生じる。特に表層地盤の弾性係数と静止土圧係数 K_0 値の設定は、大きな影響を持つ。
- 4) 杭体と地盤の非線形性をともに考慮した解析（SNALP）によれば、水平荷重の増加にともなう単杭と直列2本杭それぞれの不動点深さの変化を比較的よく説明することができた。直列2本杭の場合には、水平荷重により発生する前列杭、後列杭の正負の軸力に応じた杭体の $M-\phi$ 特性を考慮することが必要である。
- 5) 地盤反力に極限值を与えたバイリニアモデルによる解析は、試験での杭と地盤の終局状態を十分説明することが可能であった。しかしながらフィッティングパラメータに関しては、さらなる考察が必要である。

以上本章では、現場水平載荷試験結果の検討を行った。次章では、砂質地山に打設された地すべり抑止杭の抑止機構に関する2次元模型実験について、結果を示し考察するとともに、数値解析手法の適用性を検討する。

参考文献（第5章）

- 1) 木村 亮・柴田 徹・八嶋 厚：群杭の水平抵抗に関する研究，京都大学防災研究所年報，第31号 B-2，1988，pp.147-159.
- 2) Kimura, M., Yashima, A. and Shibata, T. : Analysis of Laterally Loaded Single Pile, Proc. Conf. on DEEP FOUNDATION PRACTICE, Singapore, 1990, pp.111-118.
- 3) 木村 亮・八嶋 厚・柴田 徹：水平力を受ける群杭基礎に関する3次元有限要素解析，京都大学防災研究所年報，第34号 B-2，1991，pp.61-71.
- 4) Kimura, M., Yashima, A. and Shibata, T. : Three-dimensional Finite Element Analysis of Laterally Loaded Piles, Proc. 7th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, A.A.Balkema, Vol.1, Cairns, 1991, pp.145-150.
- 5) 木村 亮・足立 紀尚・森本 輝：地盤定数の分布形状が単杭の水平抵抗に与える影響，第3回地盤工学シンポジウム，土質工学会中部支部，1991，pp.11-18.
- 6) Adachi, T. and Kimura, M. : Lateral Loading Tests for Cast-in-place Concrete Piles in Japan, Proc. Int. Geotechnical Conf. on New Technology for Foundation Engineering, Vol.1, Hanoi, 1992, pp.183-199.
- 7) Kimura, M., Nakabayashi, S. and Harada, N. : Lateral loading Failure Tests on Cast-in-place Concrete Piles, Proc. 2nd Int. Conf. on DEEP FOUNDATION PRACTICE incorporating PILETALK INTERNATIONAL '92, Singapore, 1992, pp.123-130.
- 8) 足立 義雄：くい基礎の静的水平抵抗に関する実験的研究，土木研究所報告，1974，pp.51-149.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，IV 下部構造編），1980，p.279.
- 10) 本山 蒨：海底軟弱地盤における大口径摩擦杭の設計・施工に関する研究，京都大学博士論文，1988.
- 11) 阪神高速道路公団：安治川橋梁基礎杭載荷試験報告書，1980.
- 12) 東大阪生駒電鉄株式会社：東大阪線建設工事基礎杭載荷試験報告書，1982.
- 13) 井上 義之・吉岡 正道・前田 良文：連続ラーメン橋における水平ばねの評価，土と基礎，Vol.36, No.12, 1988，pp.25-30.
- 14) 三反畑 勇・脇田 和試・辻田 満・古賀 哲決：群杭基礎の水平挙動について—東名阪自動車道土田高架橋基礎の例—，間組研究年報，1988，pp.19-32.

- 15) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，1986.
- 16) 岡原 美知夫・中谷 昌一・木村 嘉富・高木 繁・社森 佳次：群杭模型の水平方向載荷試験，土木研究所資料，第3079号，1992.
- 17) 西村 昭彦・神田 仁・青木 一二三・丸山 修：模型杭基礎の大変位載荷試験，第27回土質工学研究発表会講演集，1992，pp.1603-1606.
- 18) 飯古 道則・関 一弘：杭基礎の大変形時の設計法に関する研究，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，第3部，1991，pp.822-823.
- 19) 木村 亮・中林 正司・浜田 信彦・伊藤 恭平：場所打ち杭の現場水平載荷実験，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，第3部，1991，pp.824-825.
- 20) 木村 亮・中林 正司・浜田 信彦・友永 則雄・伊藤 恭平：場所打ち杭の大変形水平載荷時の挙動，第27回土質工学研究発表会講演集，1992，pp.1591-1594.
- 21) 阪神高速道路公団，(財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路旧梅田入路構造物に関する調査研究報告書，1992.
- 22) 阪神高速道路公団・阪神土木工業(株)：梅田入路撤去に伴う土質調査報告書，1990.
- 23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，IV 下部構造編），1990，p.203.
- 24) 山肩 邦男：土質工学会基準改訂案，杭の鉛直載荷試験方法について，土と基礎，Vol.39，No.6，1991，p.82.
- 25) 土質工学会：クイの鉛直載荷試験基準・同解説，1972，pp.144-146.
- 26) 土質工学会：土質工学会基準，杭の水平載荷試験方法・同解説，1983，pp.41-45.
- 27) 首都高速道路公団：都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査報告書，1978，pp.57-96.
- 28) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），1990，pp.74-78.
- 29) 岸田 英明・中井 正一：地盤反力－変位関係の非線形性，土と基礎，Vol.25，No.7，1977，pp.21-28.
- 30) 岡原 美知夫：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，京都大学博士論文，1990.

第6章 砂質地山に打設された地すべり抑止杭の 抑止機構に関する模型実験と数値解析

第1節 序論

我国は世界でも有数の地すべり発生国であり、地すべり危険地帯が数多く指定されている。地すべりは、一旦発生すると人命の損失、建造物の倒壊など大きな被害をもたらす。昭和60年7月に長野県地附山で発生した大規模な地すべりは、まだ記憶に新しい。そのため以前から地すべりを予知する研究とともに、多くの対策工法が開発されてきた。地すべり防止対策工には、大きく分けて抑制工と抑止工の2つがある。抑制工とは、地すべり地域の水を抜く等、自然条件を変化させることによって地すべりを抑制しようとする（内側から対処する）もので、抑止工とは、杭やアンカーなどの構造物によって地すべりを抑止する（力には力で対処する）ものである。

地すべり防止工法の中で杭による抑止工法は、木杭等を用いて古くから実施されており、全国の大規模地すべり地の34%に適用されている¹⁾。この地すべり抑止杭は、横棧橋や橋台の基礎杭、側方流動中の構造物基礎杭などと同じく受働杭（passive pile）と総称されるものの一つである。図-6.1に示すように受働杭とは、杭周辺地盤が何らかの

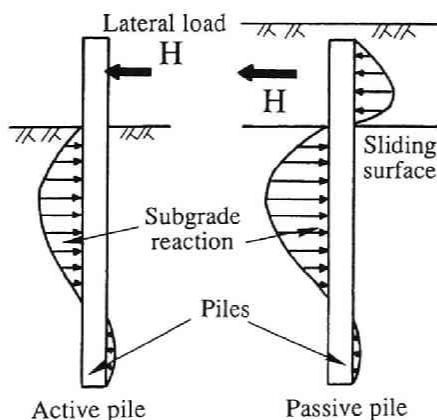


図-6.1 主働杭（active pile）と受働杭（passive pile）³⁾

原因で移動し、その結果杭に水平力が作用する杭である²⁾。受働杭に対するものとして主働杭 (active pile) が定義できるが、これは本論文で第2章から第5章までで考察したように、杭が頭部に水平外力を受け、土に荷重が伝達されて土が動くような杭である。受働杭と主働杭の最大の相違点は、杭に作用する水平荷重が、主働杭の場合は初めから与えられているのに対し、受働杭では地盤と杭の相互作用によって定まる点にある。

地すべり抑止杭の杭体に作用する荷重および抑止機構に関しては、第1章に示した杭の水平抵抗に関する問題点が複雑に絡み合っており、多くの未解明な点が残されている。本章では、まず始めに室内モデル実験により、引張り領域に打設した地すべり抑止杭の抑止機構の解明を試みた³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾。本実験は地盤を約90°回転させ、底部が一様に降下する降下床によって地盤の流動を発生させる点に特徴があり、地盤として砂質地山を想定している。杭体に作用する土圧と杭周辺地盤の挙動に着目し、杭前面の地盤の移動状態とアーチ効果、杭体に作用する土圧の変化と各種パラメータが与える影響および適正な杭中心間隔と杭配置に関して考察を加えた。

次に砂質地山に打設された地すべり抑止杭の2次元模型実験結果を、定量的にシミュレートできる数値解析手法について検討した⁷⁾⁸⁾。模型実験によると、降下床の降下とともに地盤は初めは弾性的に挙動すると考えられるが、その後杭の存在により杭間にアーチ効果が発生し、すべり線部や塑性域が発達する。しかし弾性解析では、このアーチの影響および塑性域の影響を考慮することができないので、地盤を弾完全塑性的挙動を示す材料と仮定して、飯塚ら⁹⁾¹⁰⁾が開発した弾完全塑性有限要素法 (LACSAR: Limit Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation) を用いて解析を行った。さらに八嶋ら¹¹⁾¹²⁾¹³⁾は、材料物性をより直接的に解析に導入でき、有限要素法の枠内で扱えることなどの理由により、Goodmanら¹⁴⁾のジョイント要素を取り入れた要素境界すべりモデル (IESM: Inter-Element Slip Model) を開発した。そこで本章においては、このモデルを用いた解析も行い、2つの解析結果と実験結果を比較検討した。

次節では地すべり抑止杭の研究の現状と問題点について概観する。

第2節 地すべり抑止杭の研究の現状と問題点

2. 1 地すべり抑止杭の分類

中村¹⁵⁾は、地すべり抑止杭には以下の3つの機能があるとした。

- 1) 地すべり移動層を直接抑える・・・・・・・・・・抑え効果
- 2) 移動層と不動層の間に楔を打ち込み、すべりを抑える・・・楔効果
- 3) 地盤の強度を増加させる・・・・・・・・・・補強効果

また図-6.2に示すように、地すべりの頭部、中部、末端部のどの部分に杭を設置するかにより、杭に対する地すべり土塊の作用の仕方が異なることを示した。さらに杭を地盤との相対剛性によって剛体杭とたわみ杭に分け、両者に抑え効果を発揮する杭（抑え杭）と楔効果を発現する杭（楔杭）があることを示した。ここで抑え杭とは、地すべりを直接抑える機能を持つ杭で、地すべりの末端部、地すべりの滑落崖直下、テンションクラックの近くや地すべり杭頭付近に設置されるものである（図-6.2，A・D杭）。また楔杭は、移動土塊と不動土塊の間に楔を打ち込み、楔効果を発揮しようとする杭である（図-6.2，B・C杭）。

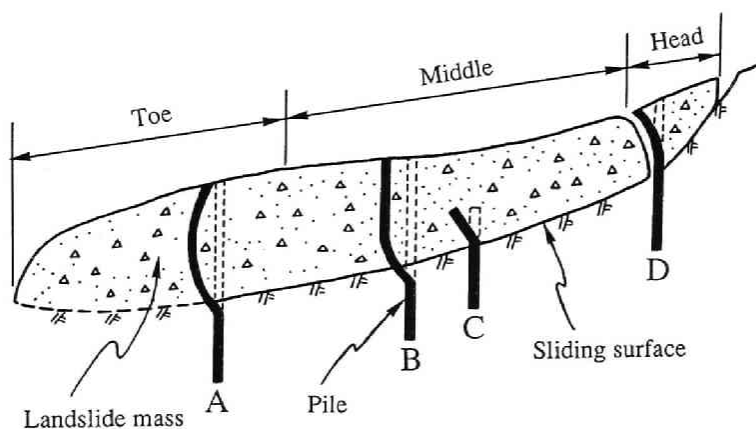


図-6.2 地すべり土塊と杭の設置位置¹⁵⁾

2. 2 地すべり抑止杭の実験的研究

地すべり抑止杭の実験的研究を紹介する。

実際の現場で杭体に作用する荷重、地盤の変形性状を計測することは地すべり抑止杭の挙動を考察する上で非常に重要であり、福本¹⁶⁾¹⁷⁾の興味深い研究がある。福本は地すべり抑止杭は、「すべり面でのせん断力で抵抗し、杭背面の土圧を無視した片持ちばり」として設計する手法に疑問を持ち、新潟県下の地すべり防止工事の現場で実際の杭体にひずみ計・土圧計を取り付け、杭体の曲げモーメント分布および杭体に生じる反力分布を調べた。杭の破壊形式、モーメント分布形状および杭の突出長による影響を考察し、地すべり抑止杭は、「弾性支承上のはり」として設計すべきであると結論づけた。

しかし福本のように現場計測を行うためには、莫大な経費および手間がかかるので、模型杭を用いた実験が、現在までに種々実施されてきた。これらの模型実験は大別すると、人工的な地すべりをどのように発生させるかによって、以下のように2種類に分類される。

- 1) 杭を含んだ地盤を直接せん断試験の要領で強制的にせん断する方法¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾²¹⁾
- 2) 杭を建て込んだ土槽を傾斜させたり、斜面下部の仕切板を移動させてすべりを生じさせる手法²²⁾²³⁾²⁴⁾

一般に模型実験は、杭配置・杭本数・杭間隔・杭剛性を種々に変化させることができ有用であるが、実験結果の解釈、すべり面および地盤の作成方法が難しい。

通常地すべり抑止杭は、並列群杭として設計・施工されるため、杭－地盤－杭の相互作用の問題として実験を実施すべきであり、なおかつすべり面を含んだ移動層、不動層中に杭を設置し、不動層背面土圧の影響をも考慮できる実験が望ましい。そのような意味で、深礎杭（剛体杭）を対象とし、大型一面せん断試験機を用いた石黒²¹⁾の大型模型実験は興味深い。石黒は、単杭（杭長 $L=2\text{m}$ 、杭径 $d=10\text{cm}$ ）と杭間隔を考慮した3本並列群杭に対して、杭体に作用する土圧分布と杭間隔の効果を考察し、最も効果的な杭間隔が存在することと、杭体の最大せん断力は、杭間隔に比例しないことを示した。

2. 3 地すべり抑止杭の設計手法と杭体に作用する土圧の算定法

一般に地すべり抑止杭の設計時に考慮しなければならない主要な事項は、以下のよう

にまとめられる²⁵⁾。

- 1) 杭に作用する荷重の推定法と分布形状
- 2) 杭背面の土塊が杭に与える効果
- 3) 杭断面力等の計算方法
- 4) 杭の設置位置の設定
- 5) 杭間隔、杭の根入長の決定および杭の配列
- 6) 杭周辺土塊の地盤破壊
- 7) 杭の連続構造体の効果
- 8) 杭強度の計算法

地すべり抑止杭は、力には力でもって地すべり外力に対抗する工法で、現在のところ設計において、斜面の安全率を杭によって増加させそれを評価する方法として、次式が用いられている。

$$SF + \Delta SF = \frac{\Sigma c L_s + \Sigma (N_s - U) \tan \phi + P}{\Sigma T} \quad (6-1)$$

ここで、

SF：斜面の安全率	c：すべり面の粘着力
L_s ：すべり面の長さ	N_s ：すべり面に作用する垂直力
U：すべり面の間隙水圧	ϕ ：すべり面の内部摩擦角
P：地すべり抑止杭による抑止力	T：すべり面のせん断力

である。

まず斜面がすべりだしたときの安全率を1.0とし、cを地すべり深さから推定して ϕ を逆算する。その後安全率を ΔSF だけ高めるために必要な抑止力Pを、式(6-1)で計算する。次に杭の許容せん断力Tにより必要な杭本数を、 P/T として決定する。さらに1本当たりの杭が抑止しなければならない必要抑止力を基に、杭の断面を設計する。ここでは杭体に作用する土圧の算定は必要でなく、それを既知として設計する。

しかし地すべり土塊の移動によって、杭体に作用する土圧の算定（式(6-1)のPを直接推定する）は、地盤と杭の相互作用を考える上で非常に重要な課題である。現在までに現象を単純化することにより、理論的に種々誘導されている¹⁸⁾²³⁾²⁶⁾²⁷⁾²⁸⁾。この中で渡・中村¹⁸⁾は、剛な単杭に作用する荷重を算定し、Ito & Matsui²⁷⁾は、地すべり抑止杭を並列群

杭として解析し、杭間隔を考慮した新たな設計法を提案した。またWang & Yen²⁸⁾は、半無限斜面が極限平衡状態にあるときの土（剛塑性体と仮定）の物性値と杭配置の関係を、Terzaghi²⁹⁾のアーチ効果に関する考え方を基に求め、杭体に作用する土圧を算定した。さらに地すべり土塊およびすべり面の c 、 ϕ の値によって、アーチ効果が発揮できない杭間隔および最も有効にアーチ効果が作用する間隔を図示した。

本研究では、まず始めに砂質地山を想定した2次元モデルを実施し、杭周辺地盤の移動状況と杭体に作用する荷重に着目し、種々のパラメータを変化させて実験的に地すべり抑止杭の挙動を調べた。さらに有限要素法による数値解析を行い、解析結果と実験結果を比較した。次節には降下床を用いた2次元模型実験の概要とその結果を示す。

第3節 降下床を用いた地すべり抑止杭の抑止機構に関する模型実験

3. 1 模型実験の概要

3. 1. 1 地すべり抑止杭のモデル化

まず地すべり抑止杭が施工された後、地すべり土塊の変形パターンを図-6.3のように単純化して考える。杭体を境にして地すべり土塊を土塊1、土塊2に分けると、図(a)は初めに土塊1がすべり出し、それとともに土塊2が移動して杭体に荷重が作用する場合であり、図(b)は土塊2が最初に移動し、土塊1はある程度抵抗力を持ち、杭体にプラスの影響をおよぼす場合である。つまり土塊1は、図(a)では引張り領域となるが、逆に図(b)では圧縮領域となる。地すべり防止杭は、群杭として用いられるので、実際の現象は杭体間の土のすり抜け、地すべりの発生機構により2つのモードが合わさって、そ

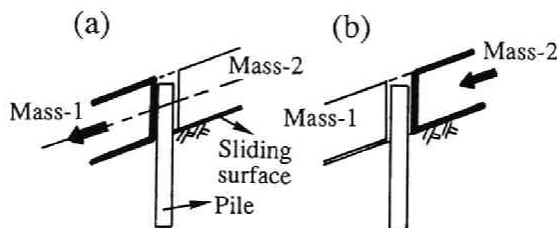


図-6.3 地すべり土塊の変形パターン

の抵抗問題はより複雑である．しかし本論文では，第1段階として図(a)の機構の解明に焦点を絞り，図の一点鎖線上の平面部分だけの挙動を考えた実験を実施する．つまり先の図-6.2における，地すべり頭部に位置する杭Dの挙動を実験的に調べる．

図-6.4は本実験で取り扱う地すべり抑止杭のモデルを示している．図のように杭体がすべり方向に対して並列状に並んでおり，ハッチ部が図-6.3の一点鎖線上平面に相当する．模型実験は，土塊1を最初に移動させ，杭体周辺地盤の変形状態と杭に作用する土圧を計測した．この場合杭体に作用する土圧の深度分布の変化は考慮しておらず，2次元的な杭体周辺のすべり現象のみに注目している．

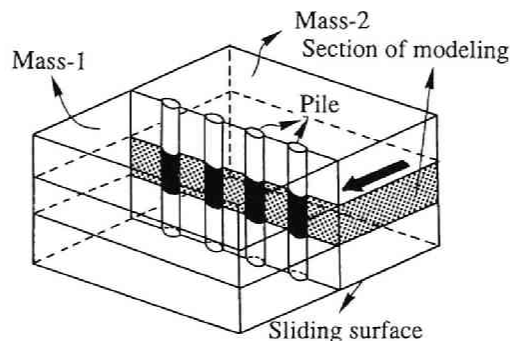


図-6.4 地すべり抑止杭のモデル化

3. 1. 2 実験装置

実験は，図-6.5および写真-6.1に示すように，縦80cm，横100cmで底板が一様に最大50mm降下する降下床を用いて行った．模型地盤は，砂質地山を想定し，村山・松岡³⁰⁾が降下床実験に使用したアルミ棒積層体を用いた．アルミ棒積層体は，直径3.0mmと1.6mm，長さ5cmのアルミ棒を，豊浦標準砂の粒径加積曲線に平行となるように重量比2：3で混合した．その物性値は， $\gamma = 2.10 \text{gf/cm}^3$ ， $\phi = 30^\circ$ ， $c = 0 \text{kgf/cm}^2$ である．モデル杭は，降下床底板より20cm上方にセットする．つまり従来の模型実験では，傾斜地盤に杭を建て込み，なんらかの方法で地盤を側方に流動させている．それに対し本実験では，積層体下部が図-6.3の土塊1，上部が土塊2に相当し，土塊を約90°回転させて，底部が一様に降下する降下床の降下によって流動を生じさせ，現象を調べていることに特徴がある．

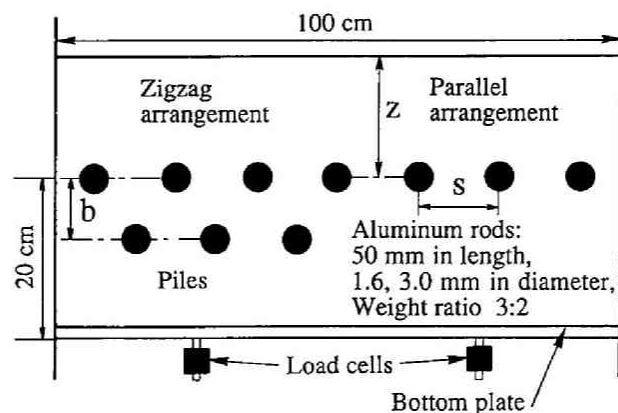


図-6.5 実験装置

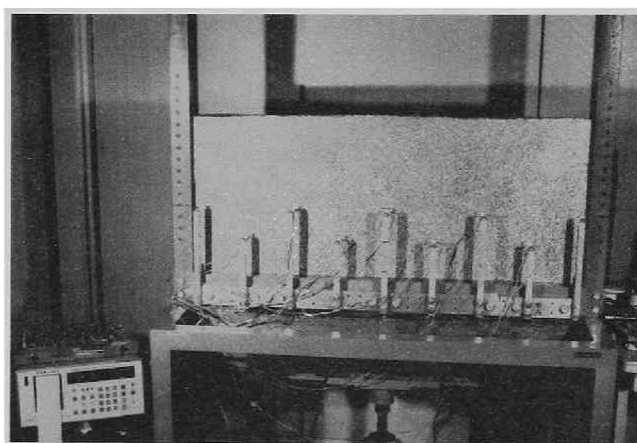


写真-6.1 実験装置

杭に変形を許しなかつ杭体に作用する土圧を測定するために、図-6.6に示すモデル杭を作成した。杭形状と杭幅を考慮するために、モデル杭として方形断面の杭と円形断面の杭の2種類を用いた（以後、それぞれ方形杭、円形杭と略称する）。これらのモデル杭はアルミ製の剛体に厚さ1~2mmの板ばねをはさんだもので、板ばねの両端に左右、表裏4枚でブリッジを組んだ曲げゲージを張ることにより、荷重と曲げひずみの関係から、杭体に作用する荷重が求まる。予備実験によると、曲げひずみと作用荷重の線形性は良好で、板ばねは弾性的に挙動し、測定誤差は±0.2%であった。また降下床下部には図-6.5に示すようにロードセルを2個取り付け、杭体に作用する荷重とは別に、降下床全体にかかる荷重が測定可能である。杭体は、写真-6.2に示すように、降下床

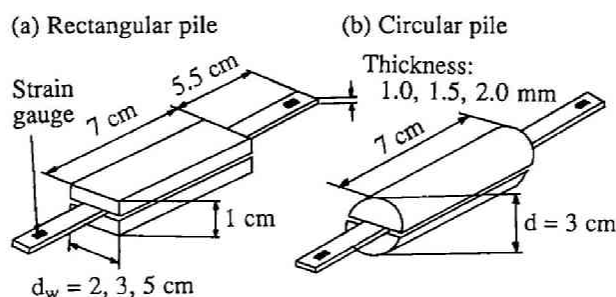


図-6.6 モデル杭

(a) 方形断面杭；方形杭，(b) 円形断面杭；円形杭

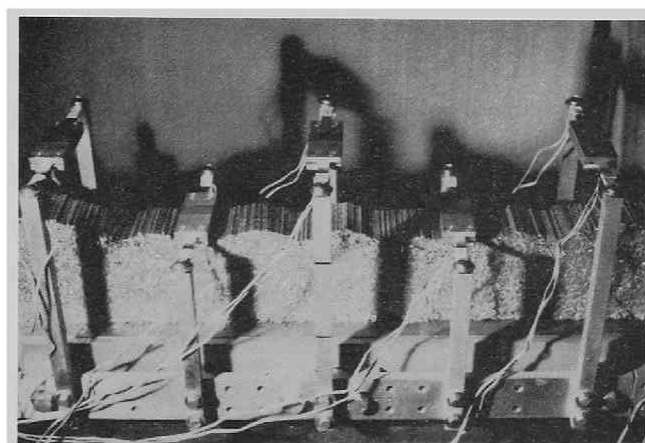


写真-6.2 模型杭の設置方法

下部フレームから伸びたアーム先端に板ばね両端をネジで止め固定した。

3. 1. 3 実験のパラメータ

本実験では表-6.1に示すように、杭剛性、杭形状、杭配置、杭間隔、地すべり作用外力をパラメータとした。以下各パラメータについて説明する。

1) 杭剛性

杭体にはさむ板ばねの厚さと材質によって、杭剛性を4種類変化させた。曲げ剛性の比は1:3:8:15であり、以下簡単のためそれぞれの杭を、剛性小、剛性中、剛性大、剛性特大と略称する。杭体の変位と作用荷重の関係は、剛性小で0.63mm/kgfである。

表-6.1 実験のパラメータ

Rigidity of piles	Thickness of plate springs; 4 different kinds
Shape of piles	Rectangular ($d_w = 2, 3, 5$ cm) and Circular ($d = 3$ cm) piles
Arrangement of piles	Parallel and Zigzag piles
Spacing between piles	Spacing between piles; $s = 2.0d_w \sim 12.0d_w$ Spacing between front and back piles; $b = 5, 7.5, 10$ cm
External force	Overburden pressure; $z = 10 - 40$ cm

2) 杭形状

方形杭と円形杭の2種類で、方形杭は杭幅 d_w を、円形杭に対しては杭と周辺地盤の間の粘着力を考慮した実験を実施した。

3) 杭配置および杭間隔

図-6.5に示すように杭配置は、並列杭と千鳥杭の2種類である。また杭間隔には隣合う杭中心間隔 s と、千鳥杭の場合前列杭と後列杭の杭中心間隔 b をとった。

4) 地すべり作用外力

図-6.3に示す土塊2から杭に作用する外力を変化させるため、杭中心から積層体表面までの高さをパラメータ z とした。千鳥杭の場合、 z は前列杭からの高さとする。これは、次の2つの状態を表現するパラメータである。

a) 地すべり作用外力の大小

b) 同一抑止杭で地表面に近い部分か、深い部分か

つまりa)では、 z を大きくすると抑止すべき荷重が大きくなり、逆に小さくすると抑止荷重は小さくなる。またb)では、 z が大きいほど杭周辺地盤の拘束圧も大きくなるので、深い杭の部分を考えていることになる。このように z の取り扱い方には注意を要するが、その大小はそれぞれ深い部分で地すべり外力大、浅い部分で地すべり外力小に対応する。

これら各種のパラメータを組み合わせ、160ケースの実験を行い、再現性のチェックのために、各ケース同じ実験を3回繰り返して行った。

3. 1. 4 実験手順

実験の手順を以下に示す。

- 1) 降下床の底板を所定の位置にセットし、アルミ棒積層体を20cm積み上げる。その後モデル杭を所定の位置に固定し、再びアルミ棒積層体を杭上部に積み上げる。地盤の均一性を保つため所定の高さ z まで積んだ時、杭に作用する荷重が杭体上部のアルミ棒積層体による土被り圧にほぼ等しくなるようにする。
- 2) 積層体を積み上げた後、直径1.6mm、長さ7cmのアルミ棒先端に1cm四方の方眼紙をつけた標点を埋め込む。
- 3) 降下床を降下させ、所定の降下量 δ_L で各杭に作用する荷重を測定し、あわせて標点の写真撮影を行う。
- 4) 引き伸ばした写真からデジタイザーを用いて、降下床の降下による各標点の変位を計測する。

3. 2 実験結果および考察

本実験では再現性のチェックのために、各ケース同じ実験を3回繰り返して行ったが、その再現性は良好であったため、実験結果は、以後断りのない限り3回の実験値の平均値をもって示す。

3. 2. 1 並列群杭の荷重分担率

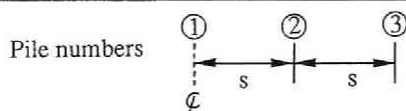
まず始めに、並列杭の各々の杭が受け持つ荷重分担について考察する。そこで各降下量 δ における中心杭（地すべり抑止杭の中心に位置する杭）の作用荷重を1とした場合、各杭に作用する荷重の割合の一例を示したものが、表-6.2である。ただしこれらは、 $\delta_L=1\sim4\text{mm}$ 時（測定点：7点）の平均値であり、各杭の番号は表の下に示すとおりである。結果は中心杭から3本だけを示すが、パラメータによらず各杭の受け持つ荷重は中心杭が受け持つ荷重の90～110%となっているので、引張り領域に打った地すべり抑止並列杭の各杭は、両端杭を除いて同じ荷重を受け持つ。したがって並列杭においては、中心杭の挙動を調べれば他の杭の挙動が十分把握できる。

3. 2. 2 杭周辺地盤の移動状態とアーチ効果

一般に並列杭前面にはアーチ効果が期待できることが知られている²⁷⁾²⁸⁾。杭周辺の標点が、降下床の降下とともにどのように移動するかを調べれば、アーチの存在位置が判

表-6.2 並列杭の荷重分担率

Kinds of piles	s/d_w	Pile numbers		
		①	②	③
Rectangular, Small rigidity, $z = 15 \text{ cm}$	2.0	1.00	1.01	0.96
	4.0	1.00	0.98	0.98
	6.0	1.00	1.00	0.93
Rectangular, Medium rigidity, $z = 15 \text{ cm}$	2.0	1.00	1.05	1.12
	4.0	1.00	1.00	0.97
	6.0	1.00	1.00	1.00
Rectangular, Large rigidity, $z = 25 \text{ cm}$	2.0	1.00	1.09	1.24
	4.0	1.00	0.94	0.92
	6.0	1.00	0.99	0.95
Rectangular, Large rigidity, $z = 40 \text{ cm}$	2.0	1.00	1.21	1.09
	4.0	1.00	0.97	0.95
	6.0	1.00	0.97	0.84



明する．そこで以下のような考察を行った．

図-6.7(a)に並列杭， $s = 4.0 d_w$ ， $z = 15 \text{ cm}$ の地盤に埋め込んだ標点の位置を示す．図-6.7(b)は縦軸に標点の鉛直変位量 x を，横軸に $\Delta x / \Delta \delta_L$ を取っている． $\Delta x / \Delta \delta_L$ は，(鉛直変位増分) / (降下量増分)を表しており，例えばある標点が $\delta = 3 \sim 5 \text{ mm}$ のとき $x = 1.0 \text{ mm}$ からさらに 1.8 mm 鉛直に変位したとすれば， $\Delta x / \Delta \delta_L = 1.8 / (5 - 3) = 0.9$ ， $x (\delta_L = 5.0 \text{ mm}) = 1.0 + 1.8 = 2.8 \text{ mm}$ と計算される．図中白丸，黒丸，黒三角は，それぞれ $\delta_L = 3, 5, 10 \text{ mm}$ 時の $\Delta x / \Delta \delta_L$ と x の関係をプロットしたもので，白丸中の数字が図(a)の各標点の番号に対応している．図(b)から標点の動きは大きく分けてA，B，Cの3種類に分類できる（A：標点番号5，B：1，2，3，4，6，7，8，9，13，14，15，C：10，11，12，16，17，18，19）．ここで縦軸に着目してプロット点を見ると，白丸が $x = 3 \text{ mm}$ ，黒丸が 5 mm ，黒三角が 10 mm 近傍にある点は，降下床と同様の降下をしている点であり，同様にして $\Delta x / \Delta \delta_L$ に対しては，各印が1に近いほど降下床と同じ移動をする点である．そこで $\Delta x / \Delta \delta_L$ が0.6以下である点は，杭体および杭間のアーチ作用によって流動を阻止されている点であるとする，Cは完全に降下床と同等の降下をする領域にある点である．特に標点番号9，15の動きに注意すると，この標点あたりが遷移領域と考えられ，図-6.7(a)のようなアーチの位置が推定できる．

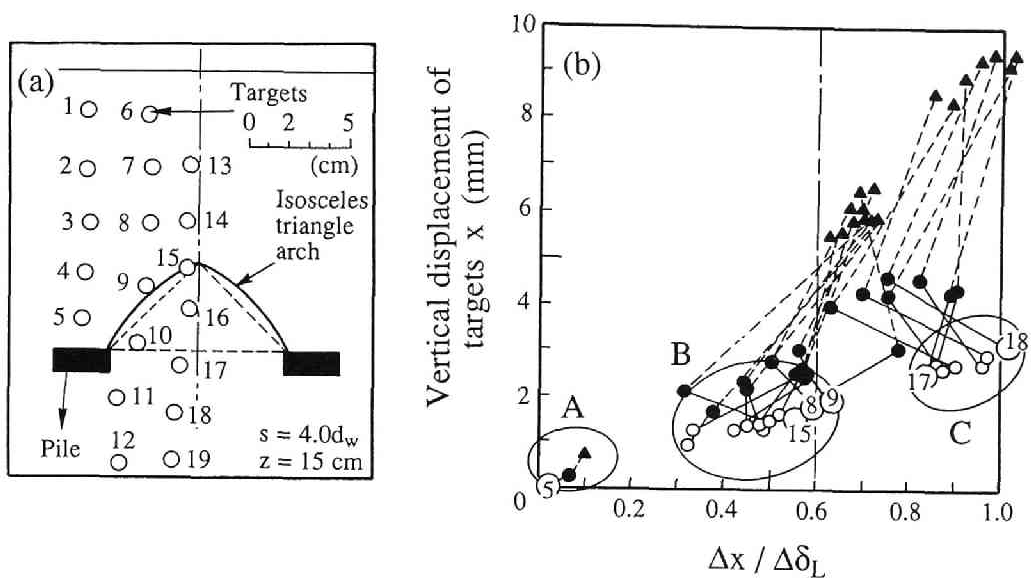


図-6.7 並列杭周辺地盤の移動 ($s = 4.0 d_w$, $z = 15\text{cm}$)
 (a) 地盤に埋め込んだ標点の位置, (b) $x \sim \Delta x / \Delta \delta_L$ 関係

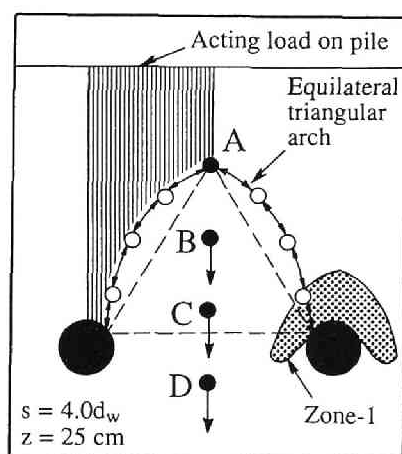


図-6.8 杭前面のアーチのでき方

次に図-6.8を参照してアーチのでき方について考察する．杭間の粒子A, B, C, Dに着目すると，降下床の降下とともに粒子Dは降下床と同様の降下をする．粒子Dが下方に降下するので，その上部の粒子B, CもDに引きずられるように下方に移動しようとする．しかし粒子Aは，降下量 δ_L が小さい（0～2mm時）間は降下床と同様の降下

をするものの、ある程度降下するとアーチ状の粒子の列が杭の存在によって隣どうし手をつなぐように結び付き、各杭の荷重分担が同じであるので、斜線で示した部分の2倍の荷重が杭体に作用する。ここでポイントとなることは、杭後方の地盤が移動したとき、杭前面の地盤では杭近傍の粒子が杭の存在をキャッチし、粒子Aまで迅速に「下方に杭が存在する」という情報を伝える点と、隣合う粒子の力の伝達だけでなく内側からアーチを抑える力が必要な点である。粒子B、Cは、杭が存在するといった情報を得られても隣合う粒子どうしで手を結べないか、全く杭の存在に気が付かず下方に移動するわけである。

各ケースの標点の移動を上記の手法を用いて整理した結果、杭前面のアーチは以下に示す2種類に分類できた。

- 1) 直角二等辺三角形と半円の中間に位置するアーチ（二等辺アーチと略称、図-6.7 参照）
- 2) 正三角形と60°の扇型の中間に位置するアーチ（正三角形アーチと略称、図-6.8 参照）

以上の2つのアーチから、杭体に作用する荷重の推定値が求められる。その結果の一例を表-6.3に示す。表中測定値の値は、右に示している降下量 δ_L (mm)時、つまり最大荷重時の値であり、その時にアーチ効果が最大限に発揮されているとして推定値を算定

表-6.3 杭体に作用する荷重の推定

Kinds of piles		Measured values (gf) (δ_L ; mm)	Calculated values (gf)
Rectangular, Small rigidity, $z = 15$ cm	$s = 2.0d_w$	930 (4.5)	880 A
	$s = 4.0d_w$	1440 (3.0)	1550 A
	$s = 6.0d_w$	1740 (2.5)	1980 A
	$s = 8.0d_w$	1830 (3.0)	1730 C
	Single pile	1590 (3.5)	1730 C
Rectangular, Small rigidity, $z = 15$ cm	$s = 2.0d_w$	1590 (1.5)	1490 B
	$s = 4.0d_w$	2540 (4.5)	2640 B
	$s = 6.0d_w$	2990 (5.0)	3215 B
	$s = 8.0d_w$	3430 (8.0)	3750 B
	Single pile	3530 (8.0)	4410 C
Rectangular, Small rigidity, $s = 3.0d_w$	$z = 10$ cm	790 (2.0)	780 A
	$z = 15$ cm	1220 (2.0)	1220 A
	$z = 20$ cm	1630 (2.0)	1650 B
	$z = 25$ cm	2170 (2.0)	2120 B

A; Isosceles triangle arch
B; Equilateral triangle arch
C; $45^\circ + \phi/2$ failure

した。推定値の欄には2つのアーチのうちどのアーチであると推定したか、またアーチ作用のない場合は、単杭の例のように写真撮影の結果水平面から $45^\circ + \phi/2$ の角度 (60°) のすべり線が現れる等のコメントを記入してある。並列杭の場合、アルミ棒積層体高さ z の大小により側方の拘束圧も異なり ($z = 15\text{cm}$ と 25cm では1.69倍) アーチのでき方に違いがでる。方形並列杭, $s = 3.0 d_w$ のアルミ棒積層体高さ z を, 10, 15, 20, 25cm と変化させたケースから, $z = 15 \sim 20\text{cm}$ の間にアーチのモードに変化を生じる境界があると推定される。

次に推定したアーチ形状の妥当性を検討するために、杭前面のアルミ棒積層体に標点を埋め込み四角形要素 (一辺約1.5cm) に分割し、その標点の変位からそれぞれの要素のひずみを内挿した。つまり各要素のひずみが小さい場合には、その要素の節点は一様に降下しているか、あるいは降下が抑えられている要素であり、逆にひずみが大きい要素は、各節点の変位がばらばらで、すべり線に沿ってすべりを起こしていると考えられる要素である。

図-6.9は、方形並列杭, $s = 4.0 d_w$, $z = 25\text{cm}$ のケースの各要素の主ひずみの分布を示したものである。ただし主ひずみの圧縮、引張りの区別はつけていない。降下床の降下量 $\delta_L = 0 \sim 1\text{mm}$ のときは、各要素の主ひずみ分布には規則性が無い。しかし $\delta_L = 1 \sim 3\text{mm}$ になると、杭間をベースとした正三角形の辺上の要素の主ひずみが若干大きくなり、その方向もほぼアーチに沿った方向となる。さらに $\delta_L = 3 \sim 5\text{mm}$ となると、杭直上部の要素が回り込みを始め、その部分の主ひずみがかなり大きくなる。それに対し杭間の要素の主ひずみは小さい。また $\delta_L = 7 \sim 10\text{mm}$ 時は、 $\delta_L = 3 \sim 5\text{mm}$ 時と同様に杭直上部の要素は回り込みを起こしており主ひずみは大きい。その他の要素の主ひずみはかなり小さいので、各節点がほとんど一様に降下していると考えられる。以上主ひずみ分布の結果から、このケースでは正三角形アーチが形成されていると推定できる。

3. 2. 3 円形杭の抑止機構

一般に円形杭に作用する荷重は、方形杭に作用する荷重よりも0~15%小さい³¹⁾。図-6.10は円形並列杭 ($z = 15\text{cm}$, $s = 4.0 d$) の結果をもとに、杭周辺地盤の変形パターンを図化したものである。図中左側は15mm間隔で描いた標線の変形と、標点の移動状況を示している。この結果から、図中右側に杭周辺地盤の変形パターンを以下のように領域分けした。

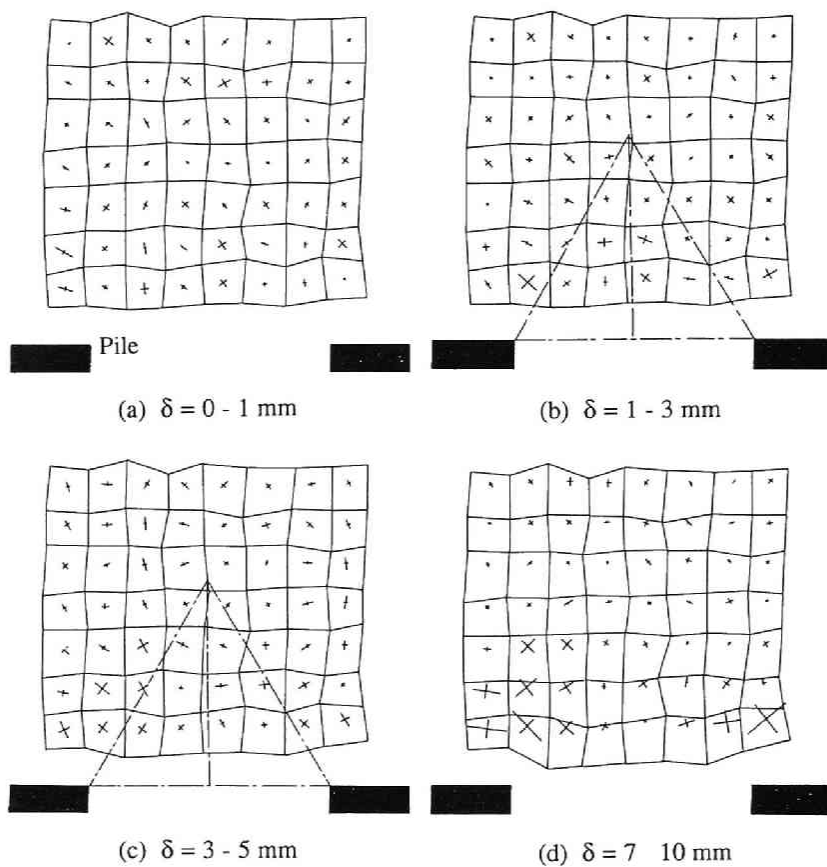


図-6.9 並列杭前面の主ひずみ分布 ($s = 4.0 d_w$, $z = 25 \text{ cm}$)

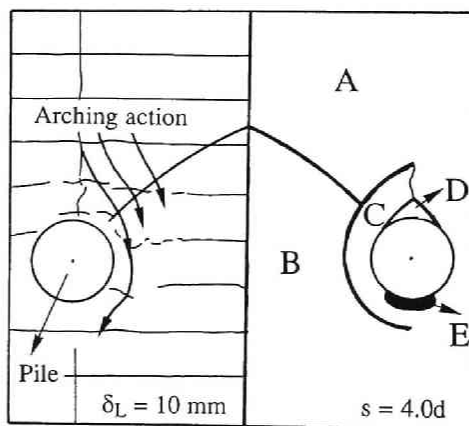


図-6.10 円形並列杭周辺地盤の変形パターン ($z = 15 \text{ cm}$, $s = 4.0 d$)

- A：杭前面のアーチ作用により変位が抑えられる領域
- B：降下床と同じまたはそれに近い変位をする領域
- C：回り込みなど降下量よりも大きな変位をする領域
- D：ほとんど変位しない静止領域
- E：降下床の降下による空隙

円形杭に作用する荷重が方形杭と比べて小さい理由は、主に杭の形状からアーチの足場になるところ（上記の領域Cおよび図-6.8の領域-1）が不安定で、アーチができにくいことによる。そこで円形杭に形成されるアーチの足場を安定させ、また杭と周辺の土粒子との接着を強める目的で、円形杭に粘着力をつけた実験を実施した。

粘着力をつけるために2種類の粘着力の両面テープを用いた。以下それぞれ粘着力強、粘着力弱と略称するが、予備実験よりその接着の程度は、粘着力強が粘着力弱の2.5倍であった。これらのテープを円形杭の回りに貼りつけ実験を実施し、円形杭および同じ幅の方形杭に作用する荷重と比較した。

図-6.11は横軸に降下量 δ_L を取り、縦軸に $z=25\text{cm}$ 、 $d_w=3\text{cm}$ の方形杭に作用する中心荷重を1としたときの、円形杭、粘着力強の円形杭、粘着力弱の円形杭の中心杭荷重の比をプロットしたものである。杭中心間隔はいずれも $s=4.0d$ である。この図によると円形杭に作用する荷重は、前述したように0~15%程度小さいが、粘着力を付け

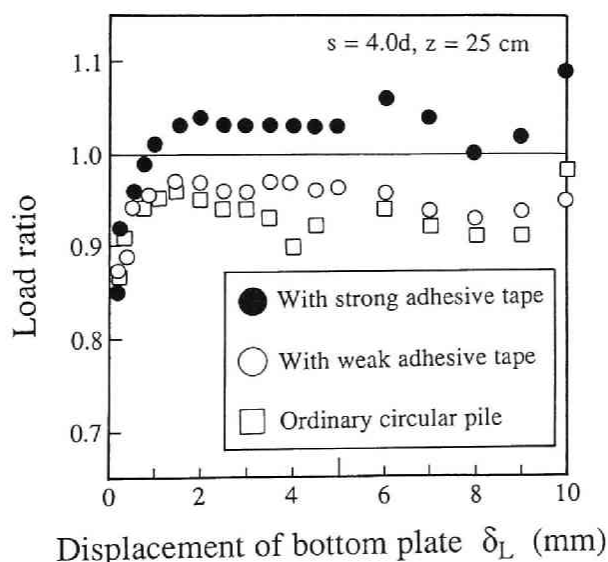


図-6.11 円形杭に粘着力をつけた効果

た円形杭は、通常の円形杭よりも大きく、粘着力強の円形杭は、方形杭に作用する荷重よりも大きい値を示す。粘着力による杭周辺地盤のアルミ棒の流動の阻止は、実験中の観察によっても確認されたが、特に粘着力強の円形杭ではその近傍のアルミ棒は全く動かず、前述の流動領域Cの変形を止めればその抑止効果は増大する。実際の現場では杭とボーリング孔壁間の空き空間は、モルタルなどで充填するのでその妥当性が上記の結果から類推できる。以下の考察では、簡単のためすべて方形杭に対して行う。

3. 2. 4 適正杭中心間隔の検討

方形並列杭、剛性大、 $d_w=3\text{cm}$ 、 $z=25\text{cm}$ のケースを例にとり、杭中心間隔の相違による影響を考察する。図-6.12は縦軸に中心杭に作用する荷重（以下、 H_c と略称する）、横軸に降下床の降下量 δ_L をとり、実験値をプロットしたものである。この値は、3回の実験から得られた測定値の平均値をとっているが、3回の実験値の再現性は良好で、 δ_L が5mm以上は多少ばらつくものの5mm以下では $\pm 10\%$ 程度であった。図-6.12から以下のことが読み取れる。ただし図中の単杭とは、積層体の中心に杭を1本だけセットした杭配置を意味する。

- a) $\delta_L=0\text{mm}$ においては、どの杭間隔でも土被り圧（0.8kgf）よりも若干大きな荷重を受けているが、 δ_L の増加により H_c は急増する。
- b) H_c は $\delta_L=3\sim 5\text{mm}$ 時に最大荷重をとり、以後徐々に減少する。
- c) 杭間隔が離れているほど H_c は大きい。
- d) δ_L が10mmを越えると、単杭と $s=8.0d_w$ の挙動は同じようになる。
- e) どの杭間隔でも一旦減少した H_c が、再び増加するような現象がみられる。

a), b)に関しては、アーチ効果により荷重による作用応力が杭体に集中するためである。しかしb), d)のように降下量 δ_L が5mmを越えるとアーチは徐々に切れはじめ、杭に作用する荷重は減少する。アーチが切れはじめるのは $\delta_L=5\text{mm}$ 前後と考えられるが、実験中の観察によると、この時点で杭周辺地盤が大きく下方に移動するなど、アーチが切れはじめたことを裏付ける挙動が確認された。e)のような現象は、 δ_L が5mmを越えても杭前面の地盤で粒子の再配列が起り、2段階目、3段階目のアーチができるためと考えられる。また方形杭の杭幅とアルミ棒積層体の粒径との相対的な大きさの違いが、上記結果にどのような影響を与えるかを、杭幅 $d_w=2\text{cm}$ 、 5cm の実験で確かめたが、 $d_w=3\text{cm}$ の場合と同一の結果が得られた。

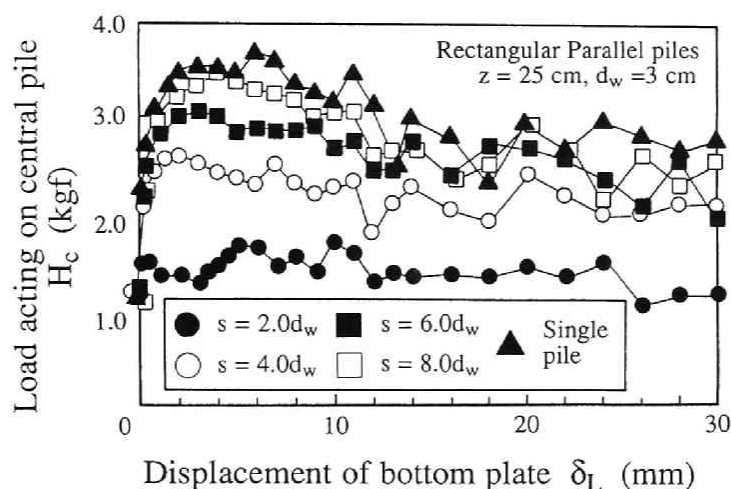


図-6.12 中心杭に作用する荷重 H_c と降下床の降下量 δ_L の関係
 (方形並列杭, 剛性大, $d_w = 3\text{cm}$, $z = 25\text{cm}$)

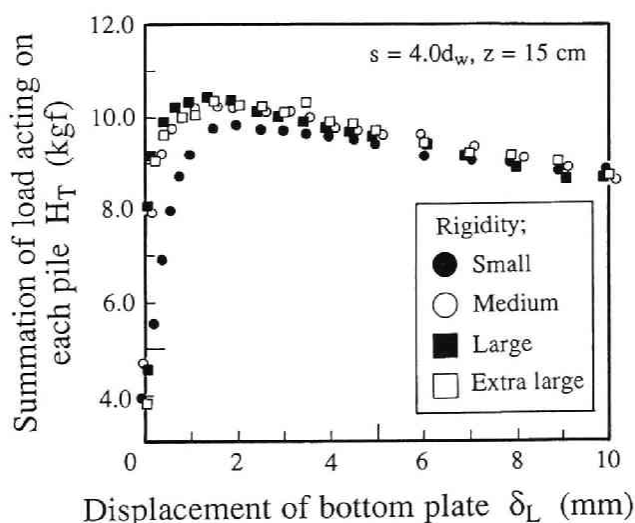


図-6.13 杭剛性の影響 ($s = 4.0 d_w$, $z = 15\text{cm}$)

次に図-6.13に並列杭, $s = 4.0 d$, $z = 15\text{cm}$ の杭剛性をパラメータとした, 各ケースの全荷重 H_T (各杭の受け持つ荷重の合計) と降下量 δ_L の関係を示す. 図から杭剛性が大きくなるほど, わずかな降下量で急激に H_T が増加しその最大荷重も大きい. しかし杭前面のアーチ作用が消滅すると考えられる $\delta_L = 5\text{mm}$ 以降は, どの剛性も同じよ

うな挙動を示す。これは剛性の大きい場合はモデル杭が変形しにくく、初期の段階で応力が集中しやすいからである。しかし剛性特大の杭に注目すると、 $\delta_L=0\sim 5\text{mm}$ 時において H_T は、剛性大の杭に作用する H_T と同程度か、それ以下の値しか示さない。これは杭剛性にはある一定の上限値があり、この値を越えた剛性では応力の集中の度合いが同じになりあまり剛性の違いがみられないか、あるいはアルミ棒積層体高さが15cmと小さいため、剛性大、剛性特大のどちらも杭体の変形が微少で、地盤と杭との相対移動量に作用荷重が関係するとも考えられる。

図-6.12のように流動土塊を並列群杭で抑止する場合、杭の単位長さ当りの支持力と杭間隔が問題となる。例えば杭の支持力が3.0kgfとすると、杭間隔を $6.0 d_w$ 程度にしておけばすべりを抑止することができるが、もし支持力が2.5kgfであると $6.0 d_w$ では杭は破壊し、 $4.0 d_w$ まで杭間隔を狭くする必要がある。このように地すべり抑止杭の設計に関しては、必要抑止力、杭間隔、杭体の支持力とが密接に関係している²⁷⁾。そこで図-6.12の見方を変えて、横軸に降下量 δ_L 、縦軸に次式の抑止率 η を取った図を図-6.14に示す。

$$\text{抑止率 } \eta = \frac{\text{群杭一本当りの抑止力}}{\text{単杭の抑止力}} \quad (6-2)$$

つまり抑止率 η とは、各降下量において単杭の抑止力を1としたときの並列杭1本当りの抑止力の割合を示している。一般に単杭に作用する荷重が、杭1本当たりとしては最大値を取るの、 $1-\eta$ は並列群杭1本当りの単杭に対する余力の割合を示す。抑止率 η は、図から s および δ_L の関数であるが、横線で示したアーチ効果の卓越する範囲で平均を取り、各ケースに関して z をパラメータとして $\eta \sim s$ 関係を示すと図-6.15のようになる。 z が小さいほど η は大きいという傾向はあるが、図から杭中心間隔が狭いほど残存抑止力は大きく、 $8.0 d_w$ 以上になると各杭は単杭と同一の挙動を示すようになり、アーチ効果は期待できないと結論づけられる。

3. 2. 5 千鳥杭の有効性

千鳥杭の各々の杭が受け持つ荷重分担は、杭間隔 s 、 b 、また z によらず前列杭は中心杭とほぼ同じ荷重分担を示し、後列杭は中心杭に隣接する杭と同じ荷重分担となった。

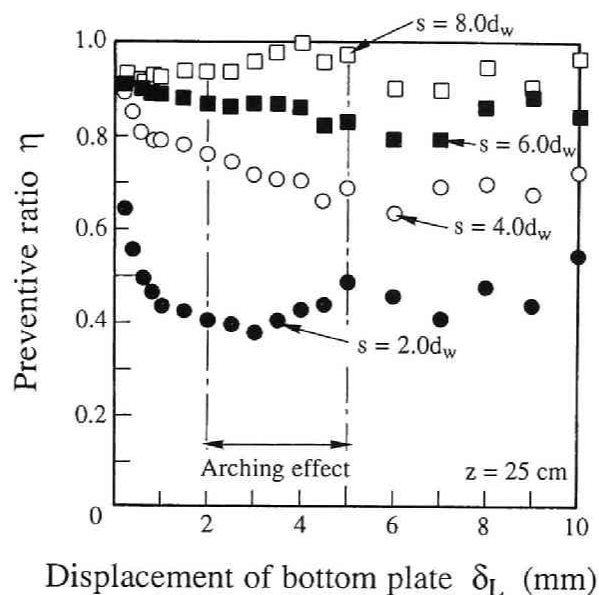


図-6.14 抑止率 η と降下量 δ_L の関係

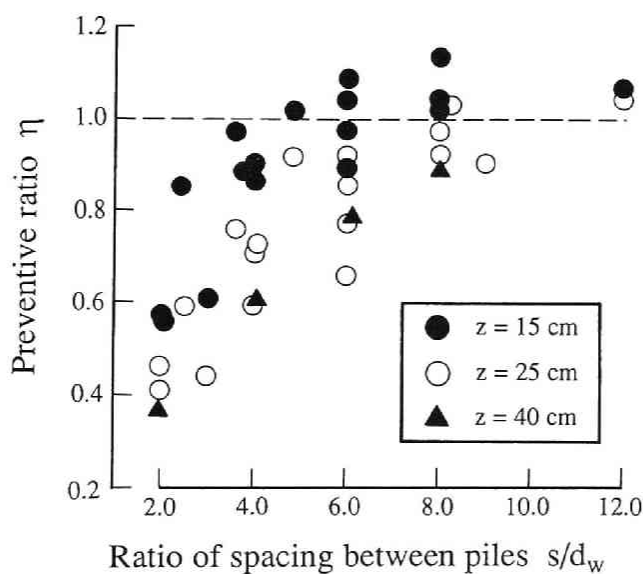


図-6.15 抑止率 η と杭中心間隔比 s/d_w の関係

よって千鳥杭では、中心杭とそれに近接する後列杭の挙動を考察する。

まず始めに並列杭の場合と同様に、方形千鳥杭、 $s = 2.0 d_w$ 、 $z = 15\text{cm}$ のケースの x

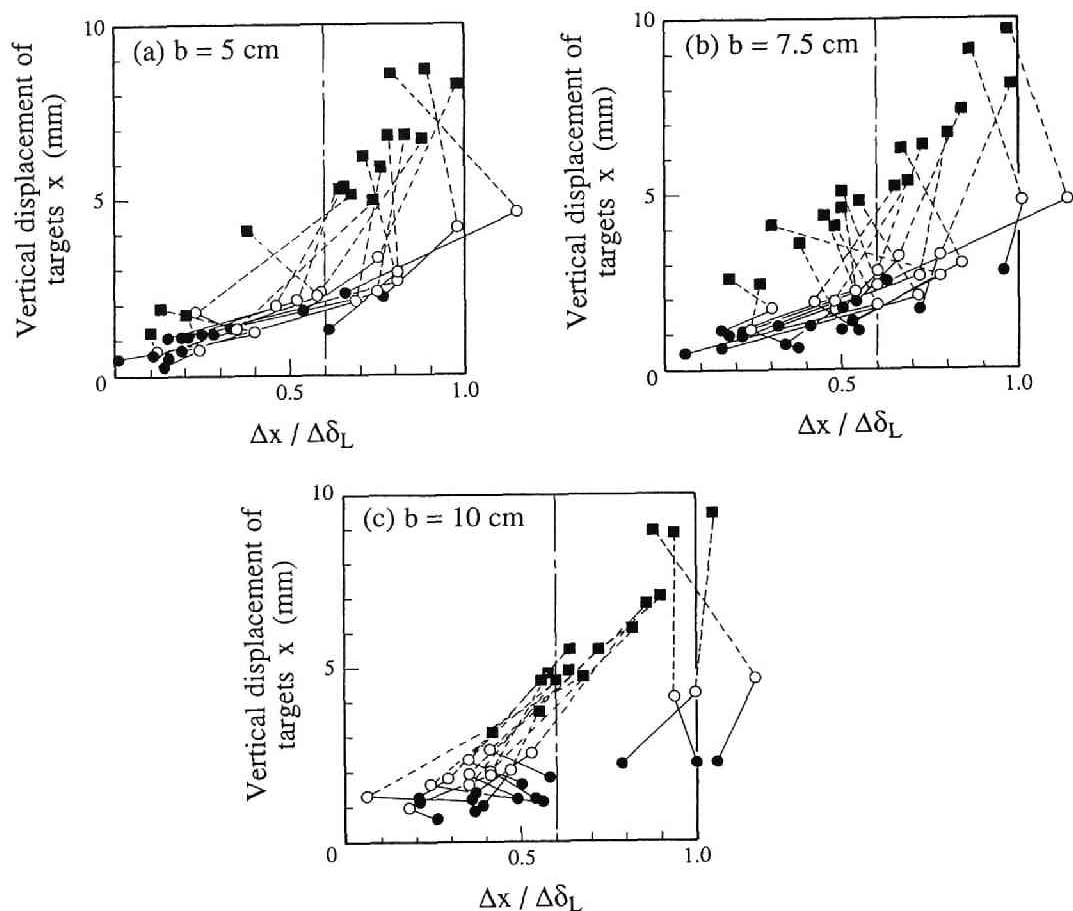


図-6.16 千鳥杭の $x \sim \Delta x / \Delta \delta_L$ 関係

(a) $b = 5\text{cm}$, (b) $b = 7.5\text{cm}$, (c) $b = 10\text{cm}$

$\sim \Delta x / \Delta \delta_L$ 関係を図-6.16に示す。図はそれぞれ $b = 5\text{cm}$, 7.5cm , 10cm の場合で、黒丸、白丸、黒四角は $\delta_L = 3, 5, 10\text{mm}$ 時に相当している。また参考のため千鳥杭の標点の変位ベクトルの一例を図-6.17に示す。図は $b = 10\text{cm}$ のケースであるが、図中の(a), (b)はそれぞれ $\delta_L = 3 \sim 5\text{mm}$, $5 \sim 10\text{mm}$ 時の変位ベクトルである。図中黒丸は $\Delta x / \Delta \delta_L$ の値が0.6以上の点である。図-6.16の $\Delta x / \Delta \delta_L$ 関係を比較すると、以下のことが認められる。

1) 各図の標点の動きは次の3つに分類される。

A ; く の字型 (図(c), $b = 10\text{cm}$)

B ; 逆く の字型 (図(a), $b = 5\text{cm}$)

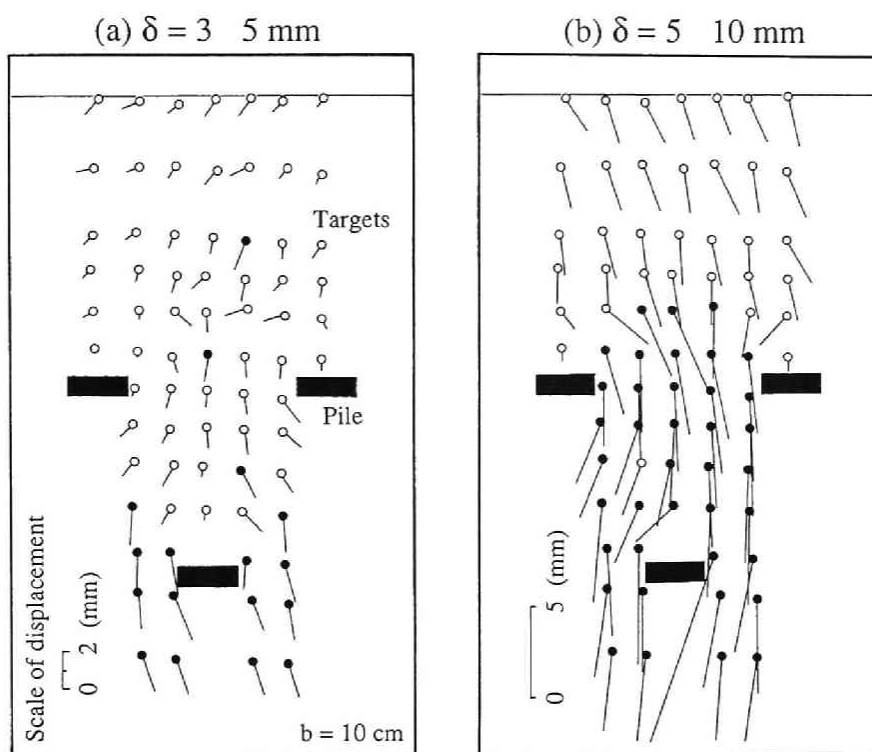


図-6.17 千鳥杭周辺地盤の変位ベクトル ($b = 10 \text{ cm}$)

C ; 混合型 (図(b), $b = 7.5 \text{ cm}$)

- 2) く字型 (図(c)) は, $\delta_L = 3 \text{ mm}$ 時は各点とも $\Delta x / \Delta \delta_L$ は $0.35 \sim 0.6$ 程度だが, $\delta_L = 5 \text{ mm}$ 時には逆に左にシフトして小さくなり, この時点でもまだかなりアーチ作用が発揮されている. これは図-6.17の変位ベクトル図からも明らかである.
- 3) 逆くの字型 (図(a)) は, $\delta_L = 3 \text{ mm}$ 時は $\Delta x / \Delta \delta_L$ は $0.1 \sim 0.3$ 付近に集まっているが, $\delta_L = 5 \text{ mm}$ 時には図(b)とは逆に $0.5 \sim 0.7$ 付近に移動する. $b = 5 \text{ cm}$ の場合降下量が小さいときは, 前列杭との協同作業で抑止効果が顕著であるが, 降下量が増大すればその効果は低下する.
- 4) 混合型 (図(b)) は, く字型と逆くの字型が混在した形となる.

次に図-6.18に $s = 2.0 d_w$, $z = 25 \text{ cm}$ のケースの $H_T \sim \delta_L$ 関係を示す. 図中 $b = 0 \text{ cm}$ とは, 同一杭中心間隔の並列杭のことである. 図から地すべり土塊の引張り領域に打設した千鳥杭は, 前列杭と後列杭の間隔が大きいほど抑止力が大きく, 並列杭と比較すると,

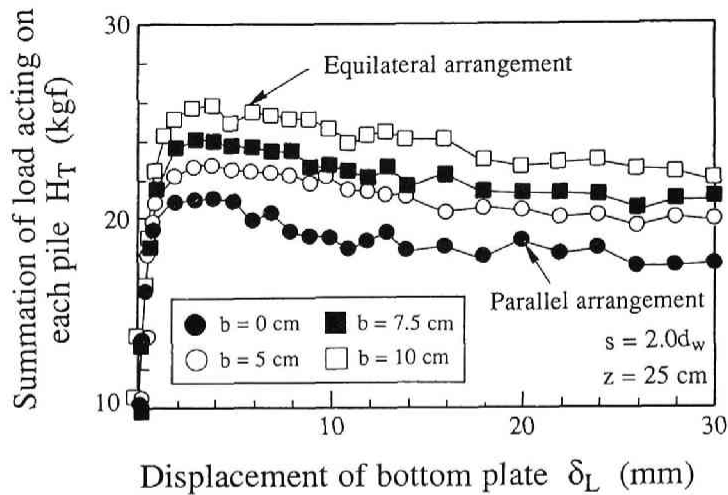


図-6.18 千鳥杭の有効性 ($s = 2.0 d_w$, $z = 25\text{cm}$)

同じ幅に杭を打つならば千鳥杭の方が有効であることが分かる。また $b = 10\text{cm}$ のケースは隣接する杭が正三角形に配列されている場合であり、通常現場での千鳥杭はこのように打設するのでその有効性が類推できる。

さらに前列杭と後列杭の関係について検証を行う。図-6.19は $s = 2.4 d_w$, $z = 25\text{cm}$, $d_w = 5\text{cm}$, $b = 5\text{cm}$ の千鳥杭の前列杭荷重と、 $s = 4.8 d_w$ の並列杭の中心杭荷重を比較した図である。これによると $\delta_L = 0 \sim 10\text{mm}$ までは並列杭の方が千鳥杭よりも荷重が大きく、後列杭の影響による。つまり千鳥杭のように下部に杭が存在するとアーチの中抜けが阻止され、その結果前列杭のアーチが大きくなり（アーチ高さ $h_a' > h_a$ ），前列杭荷重が並列杭に比べ小さくなる。

千鳥杭が有効な理由は、杭体前面に2段のアーチ効果が期待できるためであるが、図-6.20は図-6.18のケース（ $b = 10\text{cm}$ ）の前列、後列各杭に作用する荷重の推移を示したものである。図から降下床の降下と共にまず始めに後列杭前面にアーチができ、 $\delta_L = 2\text{mm}$ で最大荷重をとる。後列杭のアーチが切れると前列杭と後列杭間の地盤の移動量が増加するので、前列杭は後列杭より遅れて最大荷重をとりアーチが発生する。したがって地盤の移動量を、後列杭のアーチ効果が最大限に発揮される移動量以下にすれば、引張り領域に打設された千鳥杭は、前列および後列杭の協同作業によりすべりを有効に抑止できることになる。一般に地すべり抑止杭は、杭打設地点から下方の斜面が杭地点で

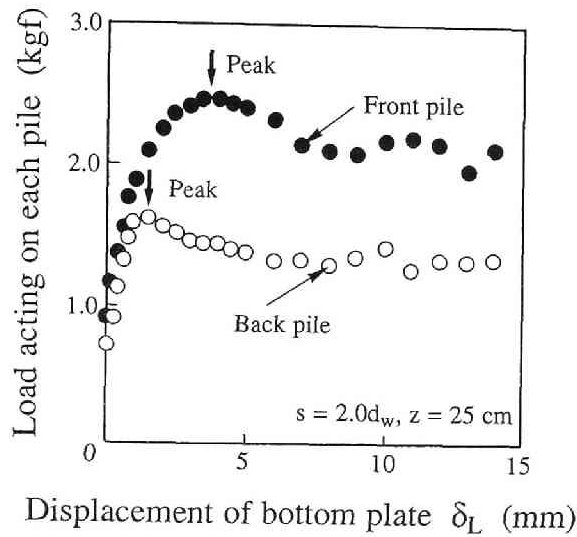


図-6.19 千鳥杭の前列杭と並列杭の比較

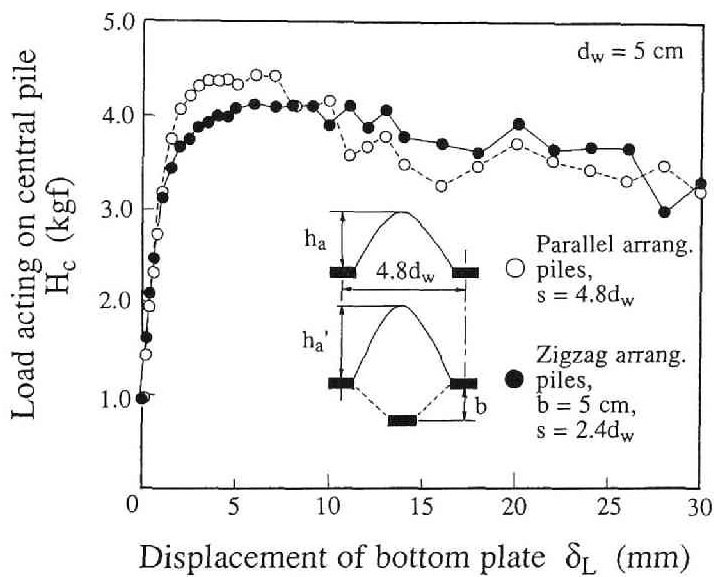


図-6.20 千鳥杭の前列，後列杭に作用する荷重の推移（ $b = 10\text{cm}$ ）

分断し単独にすべりださないように，下流側の安定を考慮して地すべり斜面末端部（圧縮領域）に打設される．よって地すべり斜面頭部（引張り領域）の安定化をはかる場合，土を排土する手法が用いられる．しかし前述の実験事実から，その代替案として杭体の

安定性が保証されるならば、引張り領域に千鳥杭を打設することを積極的に取り上げるべきであろう。

以上の結果をもとに、 $z = 15\text{cm}$ の場合のアーチ形状を前列中心杭荷重が最大時について図-6.21のようにまとめることができる。この時以下のような特徴をあげることができる。

- 1) 千鳥杭は前列，後列間が大きくなると2段階のアーチ効果が期待できる。
- 2) 前列杭と後列杭の間隔 b が小さい場合，後列杭にはアーチができない。
- 3) 前列杭間の地盤は後列杭により中抜けがある程度抑えられているので，二等辺アーチよりやや大きなアーチができる。

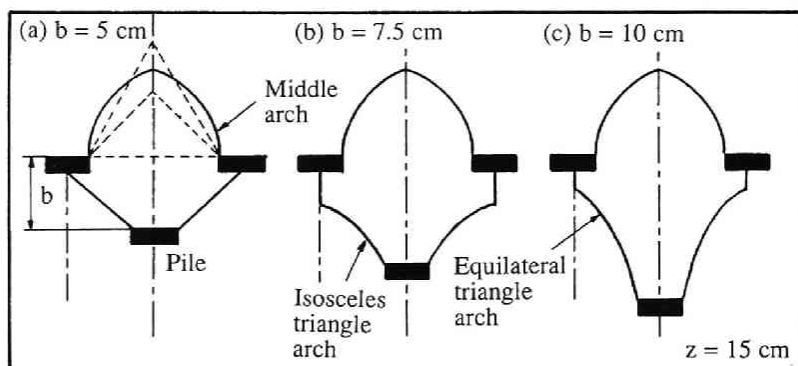


図-6.21 前列杭荷重が最大時の千鳥杭のアーチ形状 ($z = 15\text{cm}$)

図-6.21のアーチ形状から各杭に作用する荷重を推定した結果と，表-6.3およびその他のケースの結果をまとめて，杭体に作用する荷重に対して横軸に推定値，縦軸に測定値をとってプロットしたものが図-6.22である。図から並列杭，千鳥杭および単杭とも，推定値は測定値をかなりうまく表現しており，推定したアーチ形状は妥当であったといえる。

3. 2. 6 空気圧制御による載荷実験

一般にアルミ棒積層体の鉛直応力は，図-6.23(a)に示すように三角形分布をなす。本実験は，地すべり斜面を約 90° 回転しているために，重力の影響を無視できない。その欠点を補うために，積層体上部から空気圧制御で載荷する実験を実施した。空気圧制御

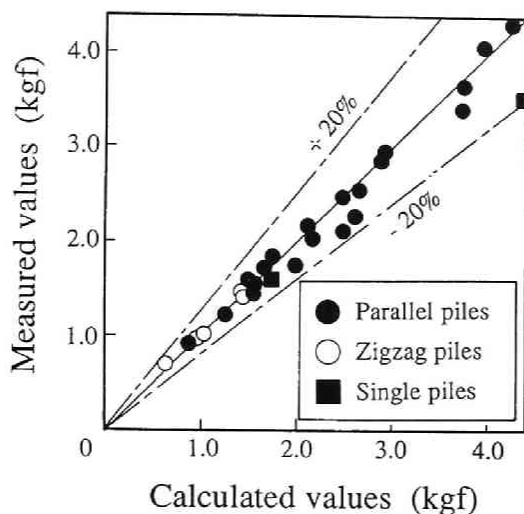


図-6.22 杭体に作用する荷重の測定値と推定値の比較

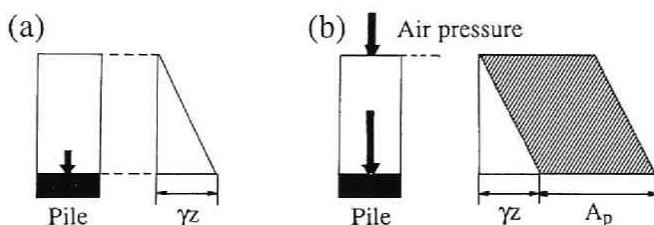


図-6.23 空気圧制御による載荷実験

(a) 従来の杭体に作用する荷重,

(b) 上部に空気圧を作用させた場合の荷重

で載荷した場合、杭に作用する荷重の分布は図-6.23(b)のようになり（空気圧を A_p とする）、アルミ棒積層体上部と下部との作用外力の比が小さくなり、重力の影響を少なくすることが可能になる。以下空気圧制御による載荷実験に用いたモデル杭は、すべて杭幅 $d_w=3\text{cm}$ 、杭剛性特大である。

空気圧制御による載荷実験の手順は、まず杭前面にアルミ棒を積み上げ、その上部にゴム製のエアバック（写真-6.3参照）を載せる。そしてエアバックを上部、両側面とも鉄板で拘束することにより完全に密封し、下部に荷重を伝達させる。次に降下床を降下量 $\delta_L=0\text{mm}$ の位置にセットし、精度 0.01kgf/cm^2 のプレッシャーゲージを通して空気

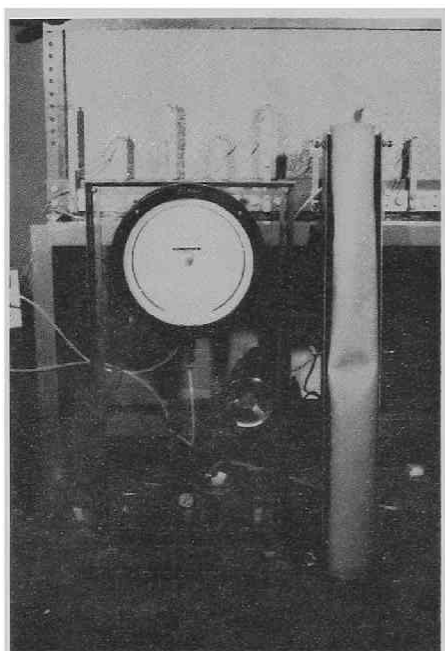


写真-6.3 空気圧制御実験に
用いるエアバック

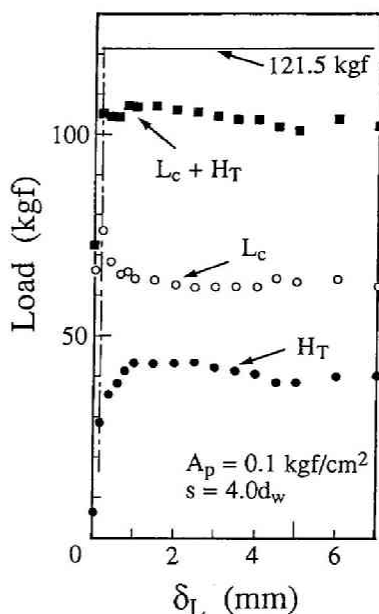


図-6.24 杭体に作用する荷重 H_T と
降下床下部のロードセル荷重 L_c 。

圧を上部から載荷する。空気圧を載荷した場合、圧力が均等に作用するかが重要であるが、並列杭の荷重分担を調べた結果、両端杭を除いて均等に荷重が作用していた。空気圧 A_p は 0.1 kgf/cm^2 、 0.2 kgf/cm^2 の2種類としたが、 0.1 kgf/cm^2 載荷の場合、これをアルミ棒積層体高さに換算すると50cmに相当する。

図-6.24に空気圧 0.1 kgf/cm^2 、並列杭、 $s = 4.0 d_w$ の場合の、降下床の降下による全荷重 H_T およびロードセル荷重 L_c の測定値を示す。ロードセル荷重 L_c とは、降下床下部に設置した2個のロードセル（図-6.5参照）に作用する荷重で、実験中常に $L_c + H_T$ は一定であることが望まれる。図から抑止群杭が受け持つ全荷重とロードセル荷重の合計は、降下量が0～7mm程度までは概ね一定に保たれ、結果は良好であった。計算上の全荷重は 0.1 kgf/cm^2 載荷で121.5kgfであるが、この値よりも実験値は小さな値を示す。これは降下床側面の摩擦の影響、あるいはエアバックの隅が円形のために、両端の接地圧が不均一であることによる。

図-6.25に $s = 4.0 d_w$ の並列杭の H_c と δ_L との関係およびそのばらつきを z をパラメータとして示した。図中の縦線が実験結果の幅を表し、黒丸がその平均値を示す。この

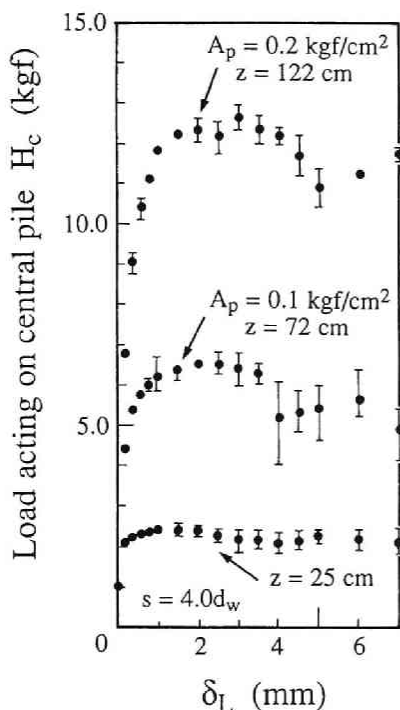


図-6.25 並列杭の $H_c \sim \delta_L$ 関係と
ばらつきの程度

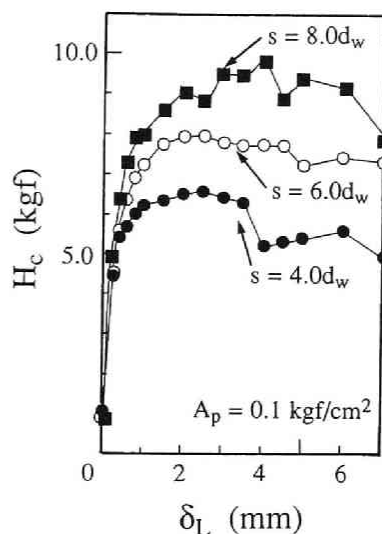


図-6.26 杭中心間隔 s をパラメータ
とした $H_c \sim \delta_L$ 関係 ($A_p = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$)

図から空気圧で載荷した場合でも、 δ_L が増加するにつれて H_c は急増し、 $\delta_L = 2 \sim 5 \text{ mm}$ 付近で最大荷重をとり、以後減少する傾向がみられる。ただし3回の実験のばらつきの程度は、 $z = 25 \text{ cm}$ のケースに比べて非常に大きい。図-6.26は杭中心間隔 s をパラメータとした H_c と δ_L の関係である。 s が大きくなるほど H_c は大きくなり、空気圧を作用させない場合と同様の傾向を示している。

以上アルミ棒積層体を用いた2次元模型実験の結果を示し考察を行った。次節では、模型実験を2種類の有限要素解析を用いて解析し、実験結果と比較検討する。

第4節 模型実験の数値解析

4. 1 弾完全塑性有限要素法 (LACSAR) による模型実験の解析

4. 1. 1 弾完全塑性有限要素法と解析モデル

地盤に地すべりが発生すると、その進行につれて地盤は複雑な挙動をしながら最終的に破壊に達する。地すべり発生初期から地盤の崩壊に至るまでの地盤の挙動を一貫して取り扱おうとする場合、弾性論や極限解析法は無力である。有限要素法に非線形の応力～ひずみ関係を組み込めばこのような計算も可能に見えるが、計算手法自体の持つ問題点のために、有限要素法は破壊状態の計算には不向きであるとされていた。しかし計算方法に特別な工夫を施すことによって、地盤が破壊するまでの挙動を有限要素法により追跡することが可能となることが示され、これによる安定計算を行った例も報告されている⁹⁾。そこで本章では、破壊規準としてDrucker-Pragerによる拡張ミーゼス規準を用いて、弾完全塑性有限要素法（LACSAR⁹⁾¹⁰⁾：Limit Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation）により地すべり抑止杭の抑止機構に関する計算を行い、杭に作用する土圧、杭周辺地盤の破壊域の広がりおよび地盤の応力変化について検討した。

一般に有限要素法を用いれば、複雑な構成関係を組み込んで応力と変形とを同時に計算することができる。しかし図-6.27のような応力～ひずみ関係を用いる場合、応力～ひずみ関係が水平な完全塑性部分では、応力とひずみが一意に対応していないために、有限要素解析は不向きとされてきた。このため通常はこの区間でもある程度の剛性をもたせて計算を行っているが、例えば盛土載荷の計算を行うと、どこまで盛立てても破壊しないという結果となる。このように有限要素法は地盤の極限支持力の問題には不向きであるが、Zienkiewicz & Corneau³²⁾の提案する手法を用いれば、完全塑性部分で安定した解を得ることができる。

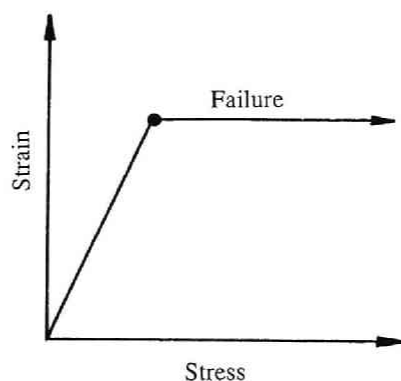


図-6.27 完全塑性部分を有する応力～ひずみ関係

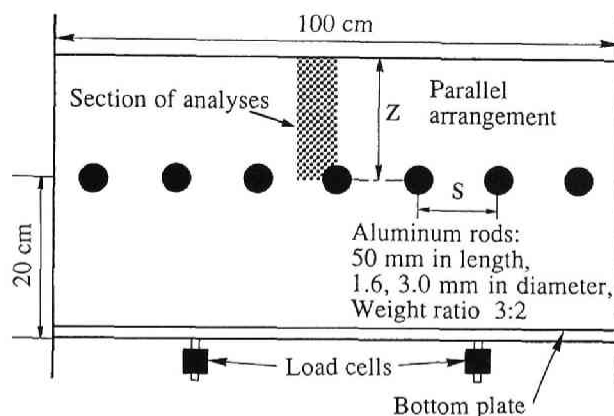


図-6.28 模型実験の解析領域（ $z = 25\text{cm}$ ，杭剛性小，方形断面杭，並列杭）

Zienkiewicz & Corneau³²⁾は、ひずみ硬化を起こさない降伏関数として破壊規準を用い、これを越える過剰応力は粘塑性計算を繰り返すことによって、他の要素に再配分し、破壊規準に忠実な弾塑性計算を行った。このとき粘塑性計算は、仮想的な時間のもとで繰り返されるものと考え、具体的に得られる定常状態を連ねることで完全塑性部分を表現できる。したがって計算途中では常に応力とひずみは1対1に対応しており、このうち過剰応力がレラクゼーションとクリープにより減少し、ゼロになる（完全塑性状態に対応する応力に達する）まで繰り返し計算するわけである。

解析対象は、第3節で示した模型実験のなかで、アルミ棒載荷高さ $z = 25\text{cm}$ ，杭剛性小，方形断面杭，並列配置のケースで、杭中心間隔 s をパラメータとした。解析領域は、図-6.28に示すように対称性を考慮して杭を含む杭中心間隔の半分を取り、図-6.29のように要素分割（節点数341，要素数300）を行った。GPILEやGPILE-3Dと比較して、2次元解析であるために杭周辺地盤の要素分割は非常に細かい。境界条件は、側面は x 方向固定， y 方向自由とし、底面は x ， y 方向ともに固定としている。降下床の降下は、メッシュ底面の黒丸の節点に降下床と杭の相対変位を強制変位として与えることにより表現した。

まずこの解析を行うにあたり、地盤の材料定数および境界条件を決定する必要がある。Yashima³³⁾は、実験に用いたアルミ棒積層体について2軸試験を行い、図-6.30に示す応力～ひずみ関係を得ている。そこで各拘束圧での応力～ひずみ関係のピーク時で割線を引き、その勾配から弾性係数 E を算定した。その計算から得られた E と拘束圧 (σ_1 ，

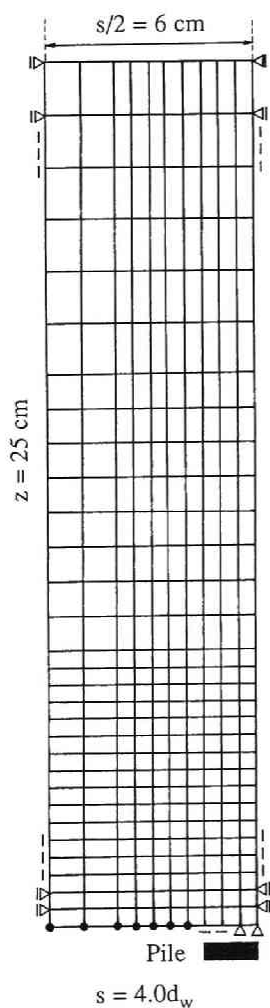


図-6.29 有限メッシュ
($s = 4.0 d_w$)

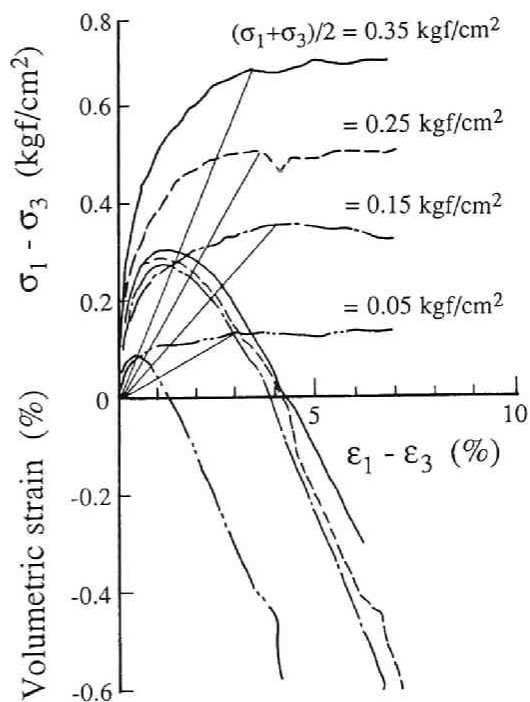


図-6.30 2軸試験によるアルミ棒積層体の
応力～ひずみ関係³³⁾

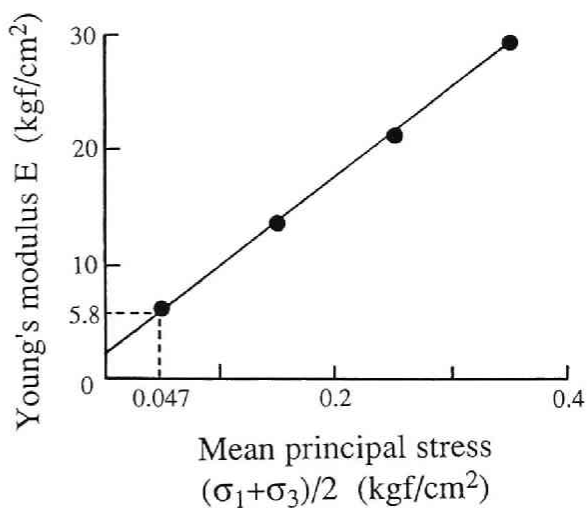


図-6.31 弾性係数と拘束圧の関係

$+\sigma_3/2$ との関係を図示したのが図-6.31である。模型実験においての拘束圧は、およそ 0.047kgf/cm^2 と推定されるので、この拘束圧に対する E は図から 5.8kgf/cm^2 となる。また静止土圧係数 K_0 は、実験において側方に取り付けられた土圧計から測定された結果より、 $K_0=0.8$ とした。以上解析に用いる材料定数、境界条件をまとめて表-6.4に示す。

表-6.4 解析に用いる材料定数と境界条件

Unit weight γ (kgf/cm ³)	0.0021
Young's modulus E (kgf/cm ²)	5.0
Poisson's ratio ν	0.33
Cohesive strength c (kgf/cm ²)	0.0
Internal friction angle ϕ (degree)	30.0
K_0 value	0.8

4. 1. 2 解析結果および考察

(1) 杭中心間隔と塑性領域に関する検討

図-6.32に杭中心間隔 $s = 4.0 d_w$ の場合の、降下床の降下量 δ_L と杭に作用する荷重 H_c に対する実験結果と解析結果を比較した図を示す。この図から解析は、実験をかなり定量的に表している。ただし降下初期において、実験では荷重の立ち上がり方が上に

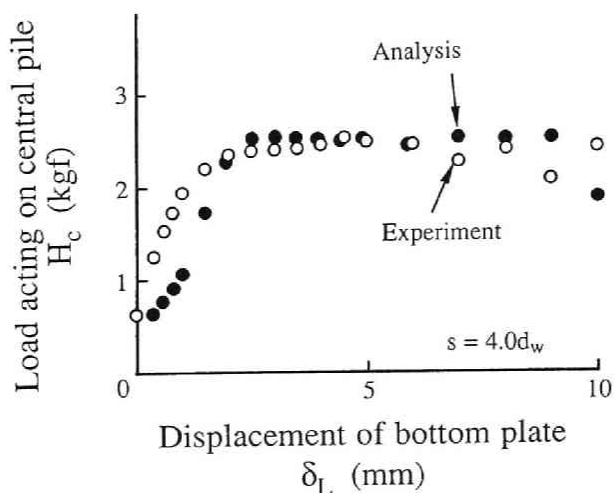


図-6.32 杭に作用する荷重の解析値と実験値の比較 ($s = 4.0 d_w$)

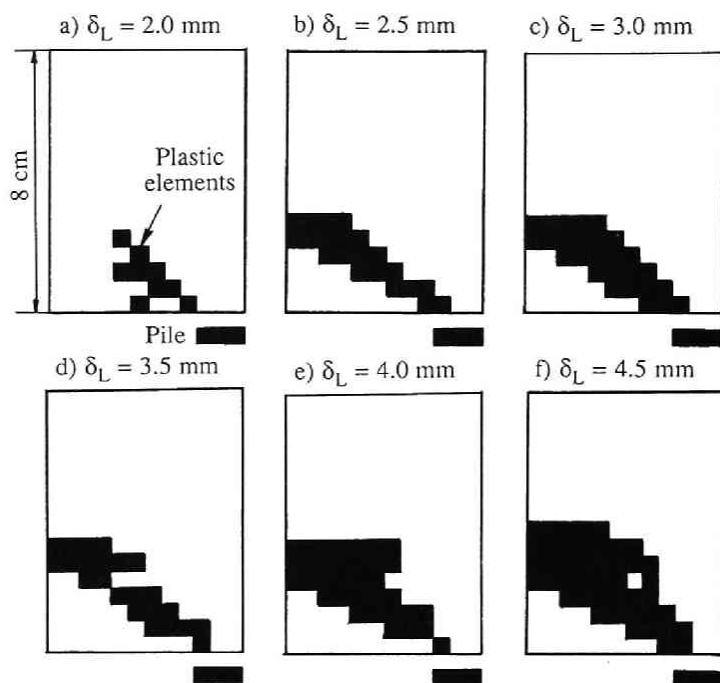


図-6.33 降下床の降下に伴う塑性領域の発達状況 ($s = 4.0 d_w$)

凸になっているのに対し、解析においては下に凸になっており、降下量 δ_L が、0~1mm と小さい範囲で杭に応力集中が起こりにくいといえる。

次に同じケースについて、降下床の降下に伴う塑性領域の発達状況を図-6.33に示す。黒く塗りつぶした領域が塑性化した要素であるが、塑性領域の発達はまず杭左端上部の要素から始まる。降下量が増大するにつれて水平軸から約30°の方向に階段状に進み、解析領域境界に達する。その後は上方の要素に徐々に広がっていく。

主要な要素の応力状態をチェックするために、図-6.34に応力径路を示す。この図の縦軸と横軸は、それぞれ平均応力 q とせん断応力 p を初期の鉛直応力 σ_{w0} で正規化したもので、原点を通る直線は破壊線を示す。また初期状態を記号 I で示し、黒丸は載荷ステップを表す。各要素には以下のような特徴がある。

- 1) 要素1, 2 (塑性領域の下に位置する要素) : 両要素とも p/σ_{w0} が減少し除荷され、要素2は最終的に破壊に達する。これらの要素は、降下床の降下とともに下方に引きずられ、引張りを受ける。
- 2) 要素3, 4, 5 (最初に塑性状態に入った要素) : 初期は q/σ_{w0} はやや減少するが、

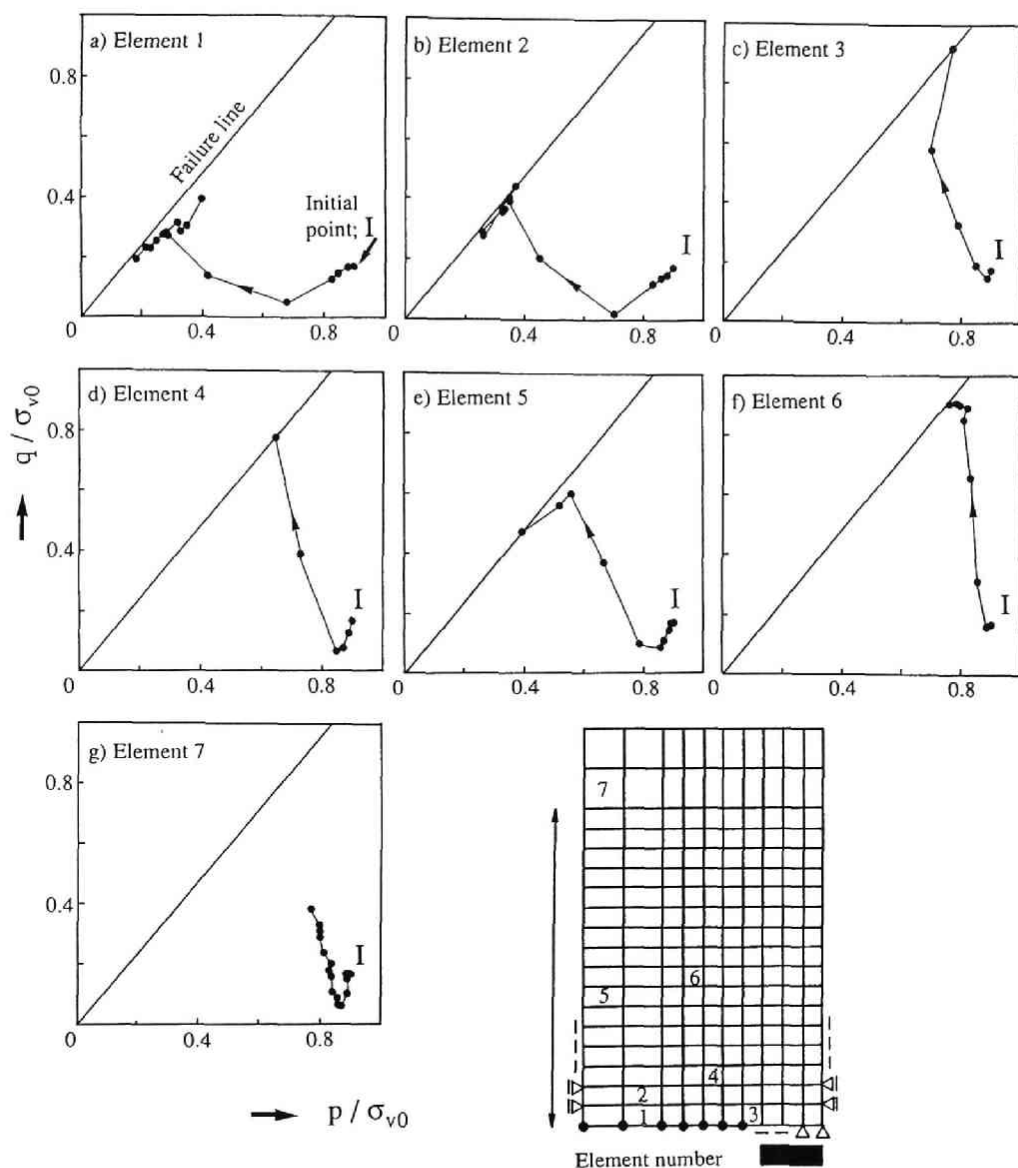


図-6.34 杭周辺要素の応力径路 ($s = 4.0 d_w$)

その後急激にせん断が進行し、降下量が小さい間にせん断破壊する。

- 3) 要素6 (2段階目の塑性領域にある要素) : q/σ_{v0} の減少はほとんど見られず、初めからせん断が進行し、破壊に達する。
- 4) 要素7 (塑性領域の上に位置する要素) : p/σ_{v0} がほぼ一定の状態で徐々にせん断が進行する。

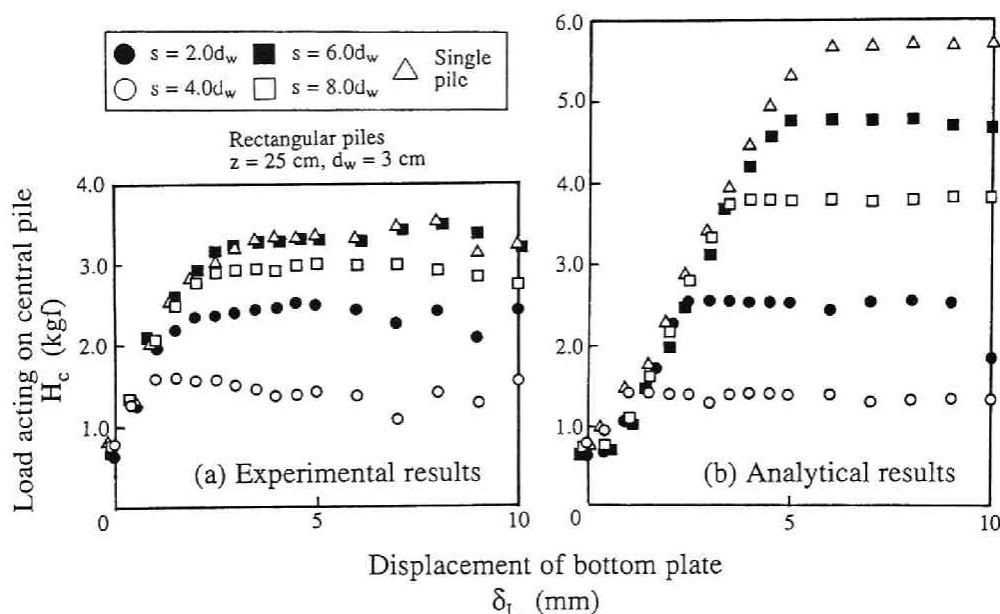


図-6.35 杭間隔をパラメータにした杭作用荷重と降下量の関係

(a) 実験値, (b) 解析値

このように塑性領域ではせん断で破壊に達している。図-6.35は杭間隔をパラメータにして、杭作用荷重 H_c と降下量 δ_L との関係を示した図で、図(a)は実験結果、図(b)は解析結果である。両図を比較すると、 $s = 4.0d_w$ を境界として、杭間隔が大きくなればなるほど解析結果が実験結果を上回った値をとる。その違いは、ピーク時において25～60%程度となっている。また実験、解析ともに、杭間隔が大きくなるほど杭に作用する荷重は大きくなっている。しかし実験では、 $s = 8.0d_w$ と単杭とは同じ値をとるのに対し、解析では明らかに単杭（ $s = 10.0d_w$ として計算）の方が大きな値をとっている。さらに実験においては、荷重がピークに達する降下量が、どの杭間隔でも2mm～5mm程度と一定しているのに対し、解析においては杭間隔が大きくなるほどピークに達する降下量が大きくなる。ここで塑性領域の発達は、杭間隔に関係なくまず杭左端上部の要素から始まる。塑性領域は、降下が進むにつれ水平軸から約30°の方向に広がっていき、これは先に述べた $s = 4.0d_w$ のケースと同じ結果であった。

(2) 杭前面のアーチ効果

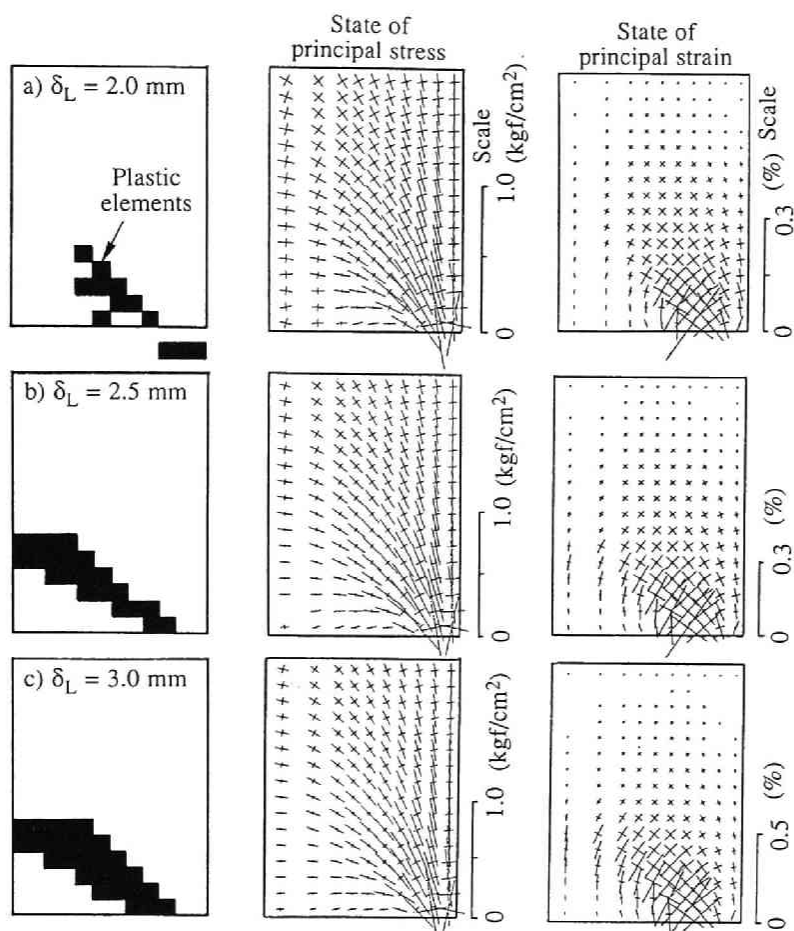


図-6.36 塑性領域の拡大の様子と主応力，主ひずみ状態（ $s = 4.0 d_w$ ）

塑性領域と実験で得られたアーチ領域との関係について考察する．解析における塑性領域は，弾性域つまり応力状態が破壊規準に満たない，まだ強度を発揮できる状態から，応力状態が破壊規準を満足し，せん断強度を最大限に発揮している状態（図-6.34参照）になった領域である．したがって実験におけるアーチ作用が，せん断によると仮定すると，解析における塑性領域にアーチが形成されていると考えられる．実験では水平軸から約60°の角度にアーチが形成されていたが，解析における塑性領域は，水平軸から約30°の方向へ広がっていき，実験におけるアーチよりも立上がりの角度が小さい．また解析では，杭間隔が大きくなるほど完全な塑性領域の形成が遅れるために，杭に作用する荷重がピークに達するのが遅れると考えられる．実験におけるアーチは，杭間の粒子

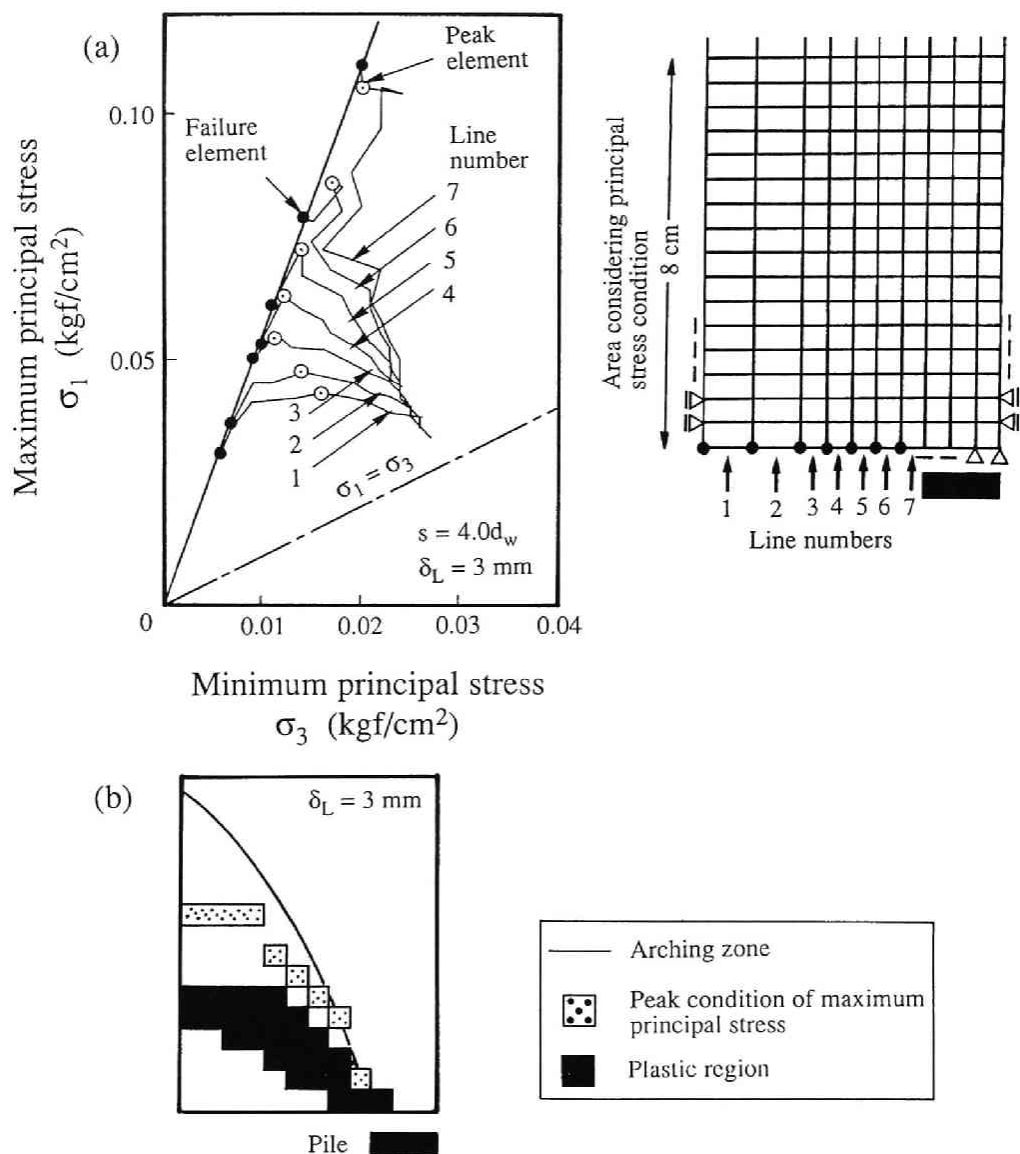


図-6.37 鉛直方向に連続する要素の応力状態 ($s = 4.0 d_w$)

(a) 最大主応力～最小主応力関係,

(b) 最大主応力が最大値をとる要素と塑性領域

が杭の存在をキャッチし、その情報を次々と上方にある粒子に伝達することにより形成される。杭間隔が $s = 8.0 d_w$ と広くなるとその情報を伝達することができなくなり、アーチは形成されない。しかし解析の場合 $s = 8.0 d_w$ および単杭 ($s = 10.0 d_w$) でも、塑性領域の広がりを見るとアーチは形成されるという結果になった。

次に見方を変えて、 $s = 4.0 d_w$ の場合の塑性領域の拡大の様子と主応力、主ひずみ状態を併記した図を図-6.36に示す。主応力および主ひずみの卓越する要素は、塑性領域よりも上方に位置し、さらにアーチ状に並んでいる。

そこで有限要素メッシュの鉛直方向に連続する要素の応力状態が、塑性領域の完全に発達した時点 ($\delta_L = 3\text{mm}$) でどのようなになっているかを調べた。 $s = 4.0 d_w$ に対する結果を図-6.37に示す。図(a)は縦軸に最大主応力 σ_1 、横軸に最小主応力 σ_3 をとり、右図に示す各列 (1~7) の要素の応力状態を、降下床から8cmの領域で上から順番にプロットしたものである。図中○印は、各列の要素の中で最も最大主応力 σ_1 が大きな要素を示し、●印は塑性状態にある要素を示している。この図を基に最大主応力 σ_1 が最大値をとる要素と塑性領域を示した図が図(b)である。図中実線は、実験におけるアーチである。最大主応力 σ_1 が最大値をとる要素は、塑性領域に上方に位置し実験で得られたアーチ領域と一致している。つまり実験によるアーチ作用は、せん断によるものではなく、軸力による圧縮領域と考えられる。これらの結果は、石のブロックがアーチ橋などを形成する場合に、軸力で荷重を支持している現象と一致する。

同様の手法により、 $s = 6.0 d_w$ 、 $8.0 d_w$ の場合の各要素の応力状態、各杭間隔の塑性領域および最大主応力 σ_1 が最大となる要素を図-6.38に示す。 $s = 4.0 d_w$ の場合も含め各図を比較すると、塑性領域が完全に発達した時点でも杭間隔が小さい ($s = 4.0 d_w$) 場合、各列の最上部の要素の応力状態 (図中実線の出発部分、 $\sigma_1 = \sigma_3$ のラインに近い部分) は最小主応力 σ_3 が比較的大きく、 σ_3 が減少して破壊線に達している。それに対し、杭間隔が大きくなる ($s = 8.0 d_w$) と σ_3 があまり変化せず σ_1 が増加して破壊に達している。つまり杭間隔が大きくなるほど応力状態は破壊線に近づき、それに沿うようにのびていく。したがって見かけ上はまだ弾性域にある要素であっても、実は非常に危険な状態にあるといえる。また $s = 8.0 d_w$ の場合、最大主応力 σ_1 が最大となる要素が塑性領域のすぐ上に位置し、 $s = 4.0 d_w$ の場合とは異なり、軸力によるアーチ作用は期待できないと考えられる。このように応力の面から考えると、 $s = 8.0 d_w$ ではアーチ作用は期待できないと結論できる。

(3) 杭前面のひずみと変位状態

模型実験では、杭前面のアルミ棒積層体に標点を埋め込み、四角形状 (図-6.9参照) に分割しアルミ棒の変位から各要素のひずみを内挿した。そこでその結果を用いて、実

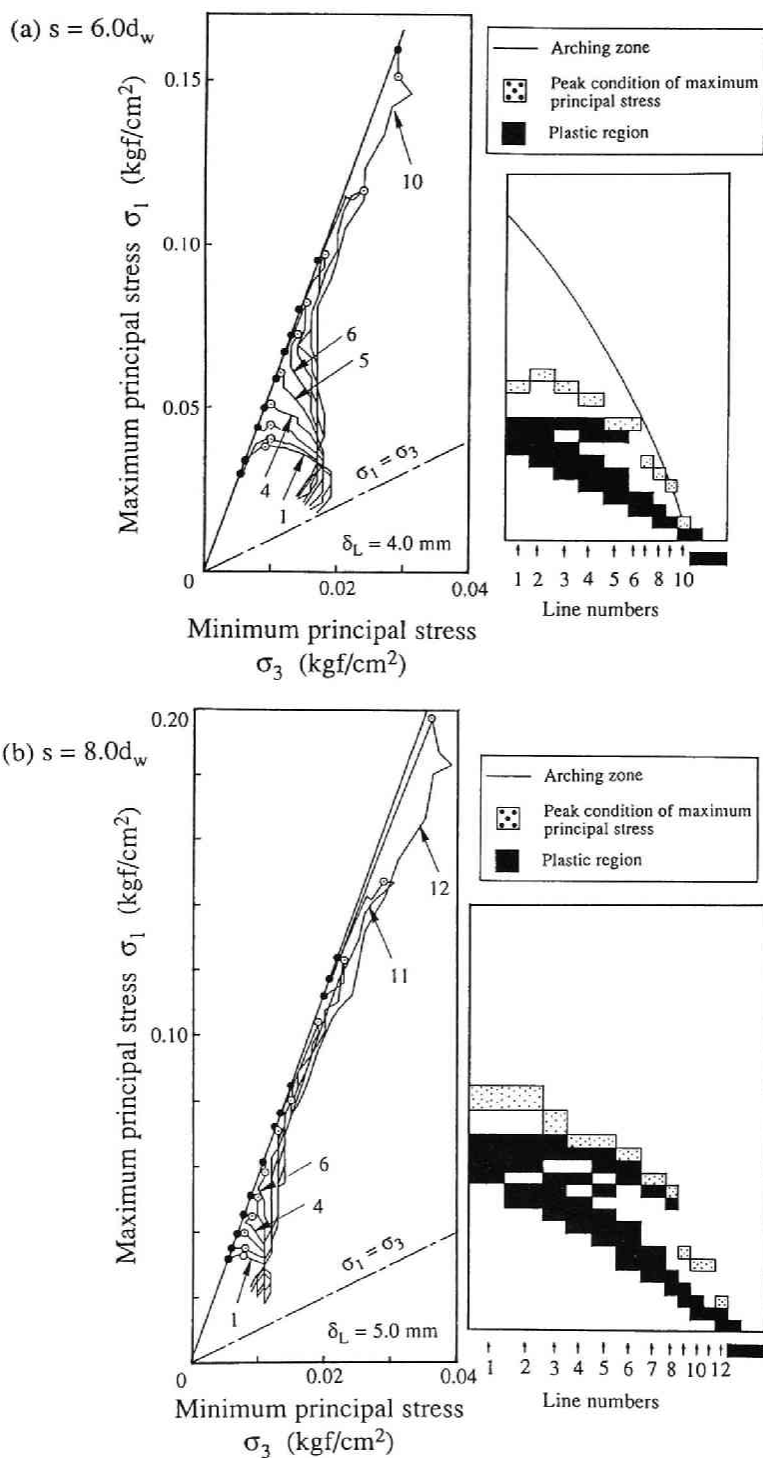


図-6.38 最大主応力～最小主応力関係および最大主応力が最大値をとる要素

(a) $s = 6.0d_w$, (b) $s = 8.0d_w$

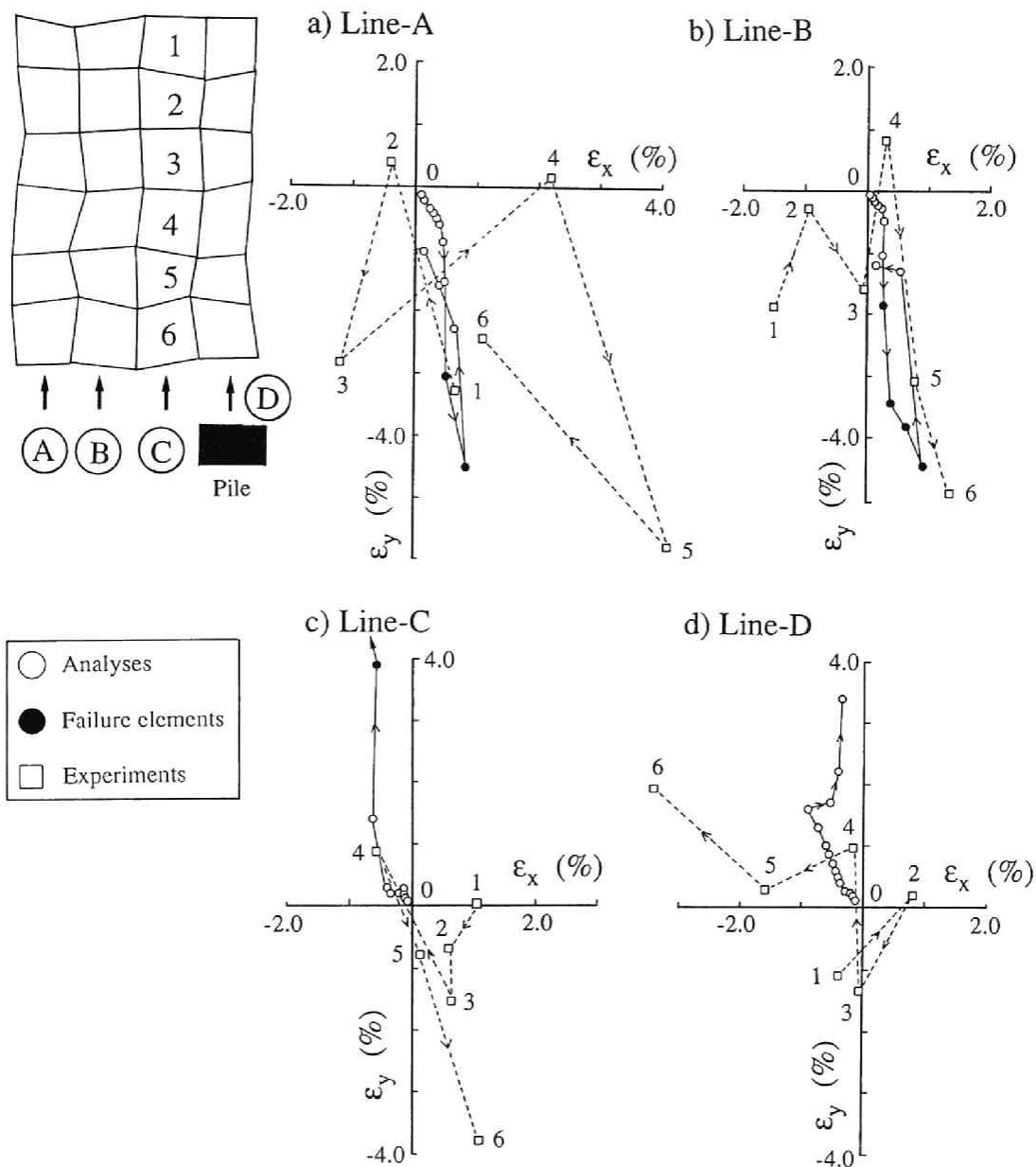


図-6.39 杭周辺要素のひずみ状態 ($s = 4.0 d_w$)

験と解析の杭前面のひずみ状態について比較した ($s = 4.0 d_w$)。実験における鉛直に連続する要素と、それに対応する解析の各要素のひずみ状態を比較したものが図-6.39である。図では縦軸に鉛直方向のひずみ ϵ_y ，横軸に水平方向のひずみ ϵ_x をとって，各要素列の上から順（要素番号1～6）に要素のひずみ状態をプロットした。図-6.39に示

すLine-A～Dが、それぞれ図a)～d)に対応しており、各図から以下のことが読み取れる。

- 1) Line-A, Bの場合：解析では各要素は、鉛直方向に引き伸ばされて、水平方向に圧縮される。実験の各要素はばらつきがあるものの、傾向は解析結果と一致している。
- 2) Line-Cの場合：解析結果は、鉛直方向圧縮、水平方向引張りであるが、実験結果は全く逆の鉛直方向引張り、水平方向圧縮である。
- 3) Line-Dの場合：実験、解析ともに鉛直方向圧縮、水平方向引張りで、杭によって降下を抑えられている。

最後に実験と解析の地盤の変形状態を比べる。図-6.40は $s = 4.0 d_w$ の場合の、実験における杭周辺地盤の鉛直方向の等変位線（実線）と、解析における等変位線（点線）を比較している。図から実験の鉛直変位は、解析に比べかなり大きい。実験に用いた地盤は、アルミ棒積層体であり厳密には連続体とはいえない。つまりアルミ棒積層体は、1本1本ばらばらのものであり、連続体と比べると同じ強制変位を与えてもかなり大きく変位できる。また解析では、塑性ひずみの計算にDrucker-Prager型の降伏規準と関連流動則を仮定しているため、塑性領域ではせん断にともない常に体積ひずみが増大する結果となる。実際のアルミ棒積層体はいわば「ゆるづめの砂」の実験に対応し、せん断によるダイランシー挙動が定性的に大きく異なっている可能性があり、今後は非関連流動則を用いて解析を行う必要がある。

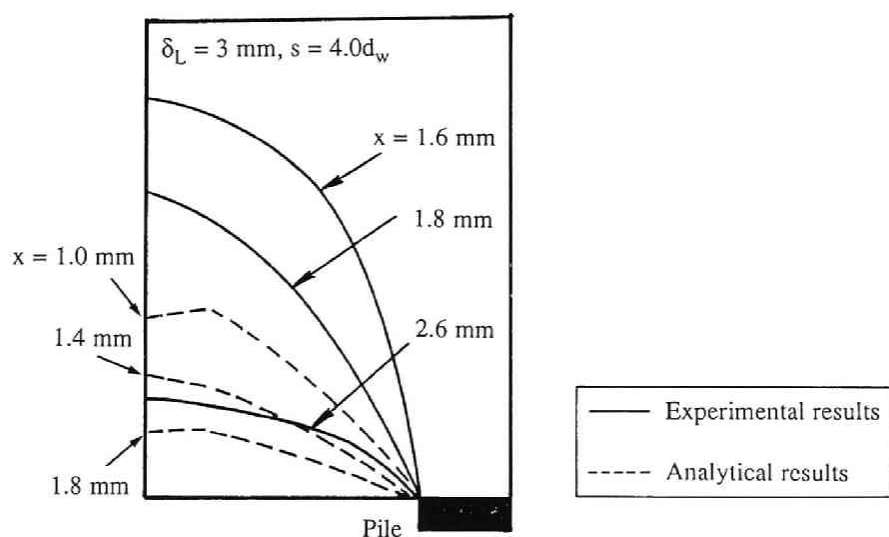


図-6.40 杭周辺の鉛直等変位線 ($s = 4.0 d_w$)

4. 2 ジョイント要素を配置した弾性有限要素解法 (IESM) による 模型実験の解析

4. 2. 1 ジョイント要素を配置した弾性有限要素法と解析モデル

前節の弾完全塑性解析 (LACSAR) では、杭前面に形成されるアーチ挙動を、最大主応力 σ_1 の最大値をとる要素から推定すると、概ね実験で得られたアーチと一致するという結果を得た。八嶋ら¹¹⁾¹²⁾¹³⁾は、ジョイント要素を取り入れた弾性有限要素法 (要素境界すべりモデル, IESM: Inter-Element Slip Model) を開発し、アルミ棒積層体を用いたトンネル掘削 2 次元模型実験を解析しその有効性を検証した。本節では、この IESM を用いて地すべり抑止杭の 2 次元模型実験を解析する。

まず始めに IESM に用いるジョイント要素について概説する。通常の要素において定義されるひずみに相当するものとして、ジョイント要素では、ジョイントの中心で定義されるジョイント変位 u , v を考える。そしてジョイント要素に作用する垂直およびせん断力 σ_n , τ を、単位面積当たりの全垂直力および全せん断力と定義する。ジョイント要素は、弾完全塑性的挙動を示すものと仮定する。垂直方向に関するジョイント要素の構成関係は、垂直ひずみが負 (はく離) の場合応力は伝達されず、正 (接触) の場合は応力とひずみがばね定数 k_n をもつ線形関係として与える。せん断方向に関しては作用せん断力の絶対値 $|\tau|$ が降伏応力 $|\tau_y|$ に達するとすべりが生じ、それ以下であるとせん断ばね係数 k_s をもつ線形弾性体として挙動する。垂直方向にはく離が生ずるときは当然せん断応力も伝達されない。降伏応力 τ_y は、接触状態 ($\sigma_n \geq 0$) においては、Mohr-Coulomb の降伏規準 ($c = 0 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 30^\circ$) を適用し、はく離状態 ($\sigma_n < 0$) においてはゼロとした。

ばね定数 k_n , k_s は、ジョイント要素の垂直およびせん断方向の弾性変形に対する係数である。ジョイントは、理論上厚さのない面であるから変位量はゼロであるべきで、これらには極めて大きな値を用いることが望ましい。しかし極端に大きな値とすると、数値解析上桁落ち、あるいは収束が困難になるなどの不都合がある。そこでここでは四角形、三角形要素のヤング率 E の 10 倍程度となるような k_n , k_s を用いた¹¹⁾。

ジョイント要素を用いた弾性有限要素解析では、ジョイント要素の配置、つまり有限要素分割そのものが解析結果に影響を与える。そこで本解析では、2 通りの有限要素分割によって解析を行った。その有限要素メッシュを図-6.41に示す。杭間隔は、ケース

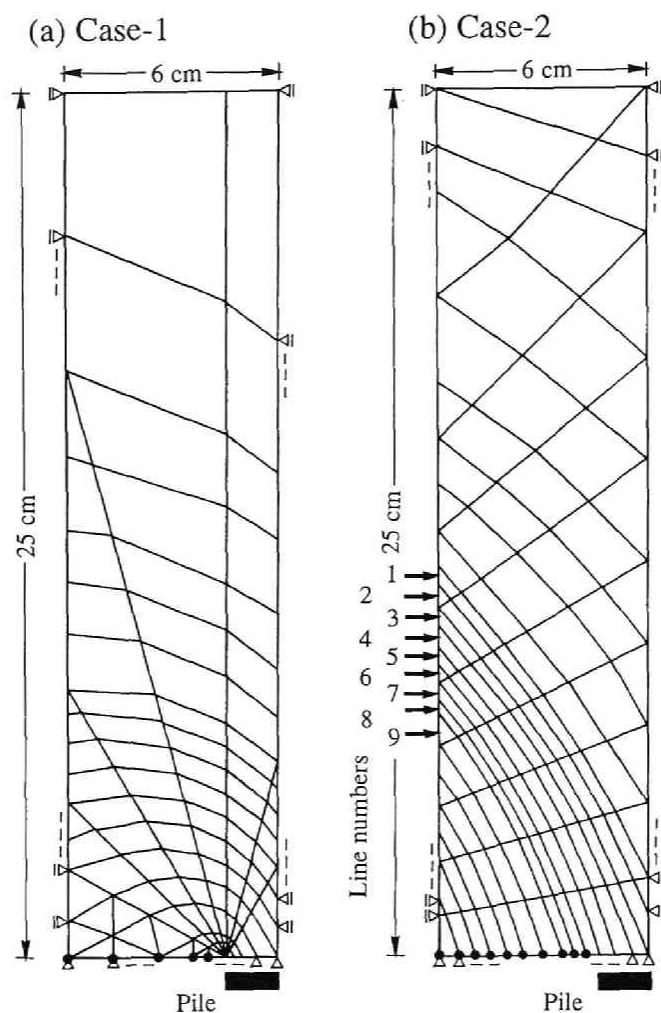


図-6.41 2種類の有限メッシュ

1, 2ともに $s = 4.0 d_w$ である。ケース-1は、杭周辺の応力状態が連続フーチング基礎の底面付近の応力状態に類似していると考え、フーチング基礎の支持力問題を解く場合の特性曲線に準じている。ケース-2は、実験結果および前節の解析より杭間にアーチが形成されることが判明しているため、村山の解析³⁴⁾を参考にし、アーチ形状を対数らせん線と仮定して要素分割を行った。なおケース-1, 2ともに弾性要素である三角形、四角形要素の周囲にジョイント要素を配置している。

4. 2. 2 解析結果および考察

実験と解析における，杭に作用する荷重と降下量の関係を比較したものが図-6.42である．図よりケース-1，2ともに解析では実験よりも大きい荷重が作用する．しかしどちらのケースも荷重がピークに達したのちに一定値をとる傾向を示しており，定性的には実験結果をうまくシミュレートしている．

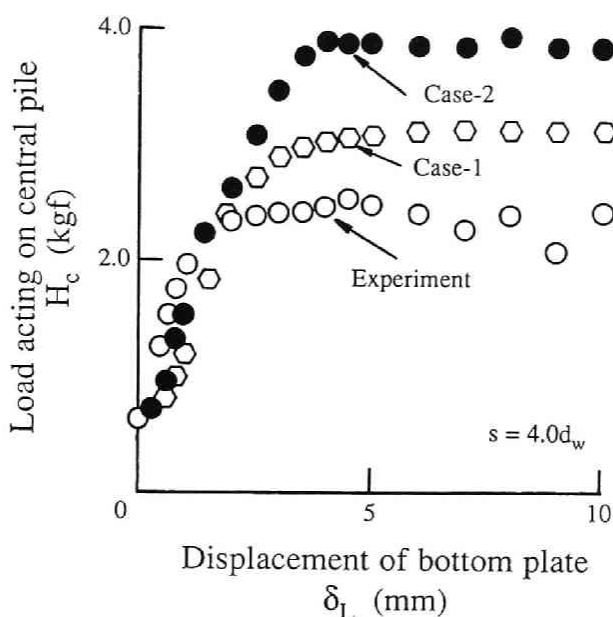
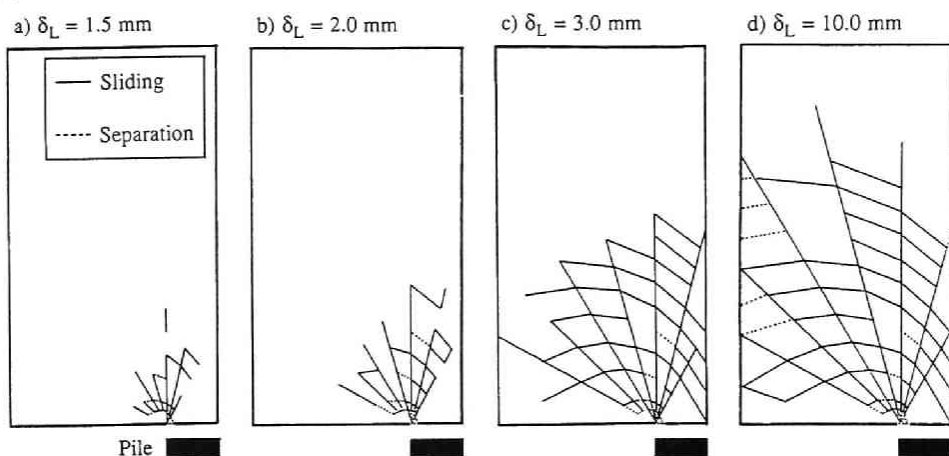


図-6.42 杭に作用する荷重の解析値と実験値の比較

次に図-6.43(a)(b)にそれぞれケース-1，2のジョイント要素の塑性化状態を示す．図中実線がすべりを起こしている要素で，点線がはく離している要素である．ケース1の場合，まず杭左端部直上の要素から塑性化し，降下量が大きくなるにしたがって放射状にすべりが生じる．そしてそれにつられるようにして，対数らせん部分のジョイントにすべりが生じる．ここで対数らせん部分のジョイント要素は，杭左端部を中心として反時計回りにすべりを起こし，下方に降下する傾向がみられる．ケース-2もケース-1と同様に，杭左端部を起点としてジョイント要素にすべりおよびはく離が生じ，降下量が大きくなると塑性化したジョイント要素がアーチ状に広がっていく．降下量 $\delta_L=4.0$ mm時のジョイント要素の状態に注目すると，杭左端部のA点を起点とした対数らせん部

(a) Case-1



(b) Case-2

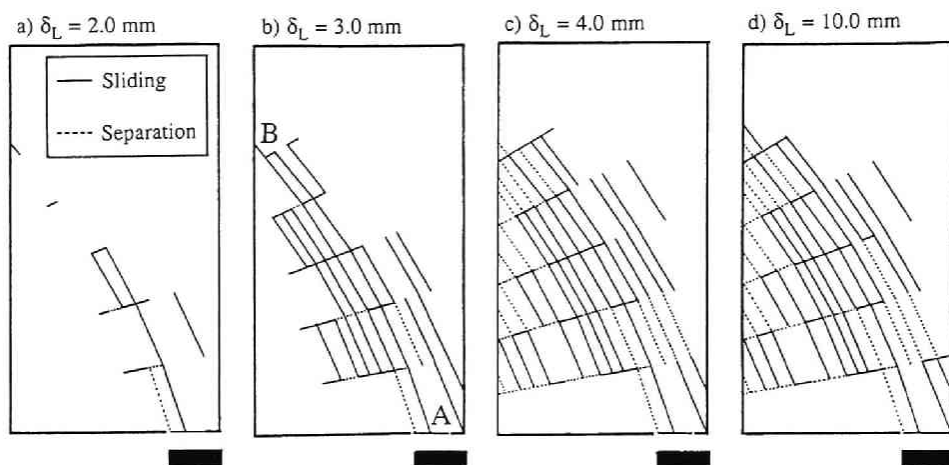


図-6.43 ジョイント要素の塑性化状態

(a) ケース-1, (b) ケース-2

分を境として、それよりも左側の部分ではかなりはく離が生じている。つまりこの部分は降下床の降下とともに下方へ移動しており、それよりも上部にある領域は、AB部分にアーチが形成されるために、降下が阻止されていると考えられる。なお $\delta_L=4.0\text{mm}$ 時には図-6.42より杭体に作用する荷重は一定になっており、荷重の傾向と上記結果は一致している。

ケース-1, ケース-2のジョイント要素の塑性化状態を比較すると、ケース-1よりケ

ース-2のほうが実験結果に近い変形モードをとる。これはケース-2は、ジョイント要素を実験結果に基づいて配置しているためであり、妥当な結果である。そこで変形モードが実験結果に近いケース-2について、杭に作用する荷重がピークに達した時点（ $\delta_L=4.0\text{mm}$ ）のアーチ部分付近のアーチ状の要素列1～9（図-6.41(b)参照）のひずみ状態を図-6.44に示す。図より要素列1～4は、鉛直方向圧縮、水平方向引張りとなっている。しかし要素列5～9は、逆に鉛直方向引張り、水平方向圧縮となる。したがって要素列4および5の境界付近に変形モードの逆転がある。つまりこの部分にアーチが形成されると推定できる。アーチよりも上に位置する要素は、下方への移動を阻止されるために鉛直方向に圧縮され、アーチよりも下にある要素は、降下するために鉛直方向引張りとなる。特に要素列6～9は、ひずみ量が他の要素列に比べて小さく、ジョイント要素のはく離によって降下床とともに一様に降下することを表現できている。

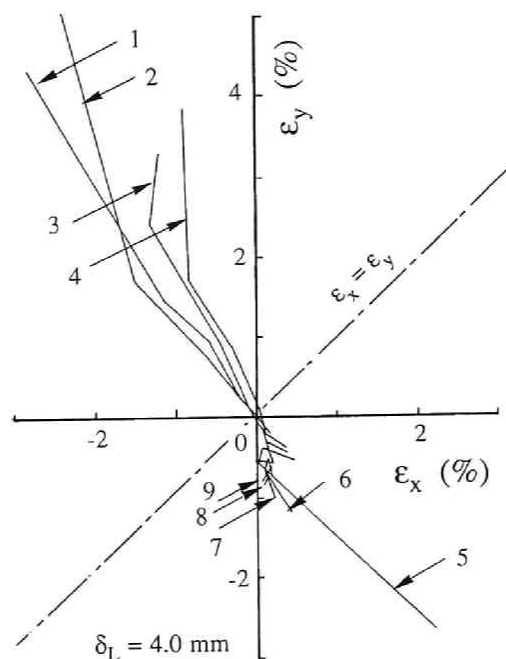


図-6.44 アーチ部近傍のひずみ状態

第5節 結論

本章では、まず始めに地盤材料にアルミ棒積層体を用い、砂質地山の側方流動現象を底面が一様に降下する降下床を用いて表現し、引張り領域に打設された地すべり抑止杭の抑止機構を実験的に調べた。杭体の変形から作用荷重を測定できる装置と、標点の移動を写真で追うことにより、以下の結論を得た。

- 1) 地すべり土塊の引張り領域に打設した並列群杭は、杭前面のアーチ効果によりすべりを抑止する。しかし杭中心間隔が杭幅の8倍以上になると、アーチ効果は認められず、単杭と同一の挙動をする。
- 2) 円形杭には方形杭よりも0~15%程度小さな荷重が作用するが、円形杭でも杭周辺地盤の動きを阻止すれば、抑止効果は大きくなる。また杭剛性による杭に作用する荷重の違いは、降下量の小さいときにのみ見られ、杭剛性が大きいほど作用荷重は大きい。
- 3) 千鳥杭は、2段階のアーチ効果が期待できることから杭間のすり抜けを防ぎ、抑止効果は大きい。が、前列杭と後列杭との間隔によりその効果は異なる。
- 4) 水平方向の拘束圧の大小によってアーチ形状には違いが生じるが、2つのアーチを仮定することによって実験結果を十分説明できる。また千鳥杭では、前列杭と後列杭との間隔によってそのアーチ形状は異なる。

次に上記2次元模型実験の結果を、定量的にシミュレートできる数値解析手法の検討を、2種類のモデルを用いて行った。まず最初の解析として、地盤の塑性化を考慮するために、弾完全塑性的な応力～ひずみ関係を組み込んだ、弾完全塑性有限要素解析法(LACSAR)により、以下の知見を得た。

- 5) 杭に作用する荷重に関しては、実験で得られた結果を概ね表現できるが、杭間隔が大きくなるほど解析結果は荷重を大きく見積る傾向があった。
- 6) アーチ作用の位置を解析における塑性領域と見なすと、実験よりも小さいアーチとなるが、最大主応力 σ_1 の最大値をとる要素から推定すると実験で得られたアーチと一致した。
- 7) 各要素の応力状態やひずみ状態に対しても実験結果をある程度表現可能で、杭間隔が杭幅の8倍になるとアーチ作用は期待できないと判定できた。

続いて実験結果を基にジョイント要素を配置した弾性有限要素解析(ISRM)で、2

種類の要素分割を用い解析した結果、以下の知見を得た。

- 8) 杭に作用する荷重に関しては、ある程度実験結果を定量的に説明し得るが、要素分割の仕方に影響を受ける。しかし実験結果に基づく要素分割を行うと、実験におけるアーチ作用を表現できる。

本章に示した研究は、実際は3次元問題である地すべり抑止杭の抑止機構を、2次元にモデル化して現象を簡略化したものである。よって模型実験からの結論は限られた条件のもとで得られたものであるため、実際の現場に適用するには多くの問題点がある。しかし抑止機構の解明に対して、いくつかのパラメータを制御できることから、定性的にはあるが、その成因と挙動を細かく説明することができた。実大実験の実施および3次元に拡張した数値解析手法の開発など、実際の地すべり抑止杭の挙動の定量的検証については今後の課題としたい。

参考文献（第6章）

- 1) 建設省土木研究所地すべり研究室：地すべりの実態（その3），土木研究所資料，1204号，1977，pp.1-58.
- 2) 松井 保：主働杭と受働杭，技術手帳，土と基礎，Vol.30，No.7，1982，pp.103-104.
- 3) 足立 紀尚・木村 亮・多田 智：地すべり抑止杭の水平抵抗に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第30号 B-2，1987，pp.167-189.
- 4) 足立 紀尚・木村 亮・多田 智・宮本 和男：地すべり抑止杭の抑止機構に関する研究，京都大学防災研究所年報，第31号 B-2，1988，pp.161-175.
- 5) 足立 紀尚・木村 亮・多田 智：砂質地山に打設された地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察，斜面崩壊および地すべりの予知と対策に関するシンポジウム，土質工学会四国支部，1988，pp.181-194.
- 6) 足立 紀尚・木村 亮・多田 智：室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察，土木学会論文集，第400号/III-10，1988，pp.243-252.
- 7) 足立 紀尚・木村 亮・多田 智：砂質地山に打設された地すべり抑止杭の数値解析，京都大学防災研究所年報，第32号 B-2，1989，pp.169-182.
- 8) Adachi, T., Kimura, M. and Tada, S. : Analysis on the Preventive Mechanism of Landslide Stabilizing Piles, Proc. 3rd Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, Elsevier Applied Science, Niagara Falls, 1989, pp.691-698.
- 9) 飯塚 敦・良峰 徹・太田 秀樹・畠 昭次郎：極限支持力と地盤内応力変化の有限要素解析，土木学会論文集，第382号/III-7，1987，pp.255-263.
- 10) 飯塚 敦：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究，京都大学博士論文，1988.
- 11) 八嶋 厚：不連続性地山の力学特性とトンネル掘削問題への応用に関する研究，京都大学博士論文，1985.
- 12) 足立 紀尚・田村 武・八嶋 厚・上野 洋：砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究，土木学会論文集，第358号/III-3，1985，pp.129-136.
- 13) 八嶋 厚：要素境界すべりモデル — プログラム解説と実際への適用 —，地盤力学数値解析 — 「限界状態」の予測手法を中心として —，土質工学会関西支部，1986，

pp.80-135.

- 14) Goodman, R.E. and St. John, C. : Finite Element Analysis for discontinuous Rocks, Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai, C. S. and Christian, J. T., Eds., McGraw-Hill, 1977, pp.148-175.
- 15) 中村 浩之：地すべり防止対策グイの三つの機能，土質工学会論文報告集，Vol.17, No.1, 1977, pp.99-109.
- 16) 福本 安正：地すべり防止グイの挙動に関する研究，土質工学会論文報告集，Vol.12, No.2, 1972, pp.61-73.
- 17) 福本 安正：地すべり防止グイの挙動について，土質工学会論文報告集，Vol.16, No.2, 1976, pp.91-103..
- 18) 渡 正亮・中村 浩之：地すべり抑止工法の設計について，地すべり，Vol.5, No.1, 1968, pp.25-31.
- 19) 市山 正一・有水 恭一：地すべり防止ぐいに関する模型実験，道路公団研究所報告，1977, pp.320-336.
- 20) Matsui, T., Hong, W. P. and Ito, T. : Earth pressure on Piles in a Row due to Lateral Soil Movements, Soils & Foundations, Vol.22, No.2, 1982, pp.71-81.
- 21) 石黒 互：地すべり剛体杭の解析，第27回地すべり学会研究発表会講演集，地すべり学会，1988, pp.202-203.
- 22) 大野 睦雄・加藤 俊昭・笠 博義：地すべり抑止杭の配置効果に関する実験的研究，間組研究年報，1984, pp.41-49.
- 23) Fukuoka, M., Imano, M. and Hada, M. : Earth Pressure in the Sliding Soil Mass, Proc. 4th Int. Conf. and Field Workshop on Landslides, 1985, pp.245-250.
- 24) Bosscher, P. and Gray, D. : Soil Arching in Sandy Slopes, Jour. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.112, No.6, 1986, pp.626-645.
- 25) 中村 浩之：地すべり抑止工の設計上の問題点，シンポジウム地すべり抑止工の諸問題論文集，地すべり学会，1987, pp.9-25.
- 26) 山田 剛二・渡 正亮・小橋 澄治：地すべり・斜面崩壊の実態と対策，山海堂，1971, pp.141-173.
- 27) Ito, T. and Matsui, T. : Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles, Soils & Foundation, Vol.15, No.4, 1975, pp.31-36.

- 28) Wang, W. and Yen, B. : Soil arching in Slopes, Jour. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.100, No.GT1, 1974, pp.61-78.
- 29) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Willy & Sons, New York, 1943, pp.66-75.
- 30) 村山 朔郎・松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第187号，1971，pp.95-108.
- 31) 足立 紀尚・木村 亮：受働杭の水平抵抗に関する模型実験，地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，1986，pp.29-36.
- 32) Zienkiwicz, O.C. and Corneau, I.C. : Viscoplasticity and creep in elastic soils - A unified numerical solution approach, Int. Jour. of Numerical Methods Engineering, Vol.8, 1974, pp.821-845.
- 33) Yashima, A., Shibata, T. and Sekiguchi, H. : Soil Movements Associated with Tunneling and Their Effects on an Adjacent Pile Foundation, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Vol.35, Part 4, No.316, 1985, p.135.
- 34) 村山 朔郎：砂層内局部沈下部にかかる垂直土圧，京都大学防災研究所年報，第11号，1968，pp.123-138.

第7章 結論

本論文では、規模の異なる模型実験を実施することにより、水平力を受ける群杭の挙動を考察した。さらに種々の数値解析手法を用いて、各手法がどの程度まで定量的に模型実験や現場載荷試験の結果を説明可能であるかを検討した。

各章で得られた結論をまとめると以下のようになる。

第2章では、模型杭の杭中心間隔、杭本数、杭配置および杭剛性を数々に変化させた、中型模型実験を実施した。杭頭変位と杭頭せん断力に着目して、群杭効率と荷重分担率に対する検討を行った。杭中心間隔、杭本数、杭配置および杭剛性は、群杭効率算定に当たって重要なパラメータであり、同一杭配置ならば杭中心間隔が小さいほど、また杭本数が多いほど、さらに地盤と杭の相対剛性 E_p/G_s が大きいほど群杭効率の値は小さくなることを明らかにした。簡便な解析法としてRandolphの解法（PIGLET）を取り上げ、実験結果と比較した。PIGLETによる群杭効率の計算値は、±30%程度の精度で実測値を推定し得るが、杭周辺地盤が塑性化して弾性論の適用範囲を越える場合が生じるためか、群杭効率や荷重分担率を説明できないケースもあった。

次に地盤を層状パネルに分割して各パネル間をせん断ばねで結び、杭をはり要素で表す擬似三次元有限要素法（GPIL）を新たに開発し、模型実験結果およびPIGLETと比較検討した。群杭効率や荷重分担率について、PIGLETとの差はほとんどみられずGPILの有用性が示された。荷重分担率の解析には限界があったので、引張り領域をカットするNo-tension解析を実施した。その結果、荷重分担率の実験値の説明は、従来の弾性解では不可能であったが、No-tension解析によればある程度説明可能であることを示した。

第3章では、大型土槽と杭径16.52cm、杭長4.45mの模型鋼管杭を用いて、杭本数と杭中心間隔を変えた大型模型実験を実施した。前章に示した中型模型実験の結果と、本章に示した大型模型実験の結果との整合性は良好であり、PIGLETで再載荷時の群杭の杭頭変位を十分推定できた。またフーチングの荷重分担は載荷重レベルで変化するものの無視できるものではなく、群杭効率というマイナスの効果を今後設計の中に取り込むの

ならば、水平抵抗のプラスの要因となりえることが分かった。

次に中型および大型模型実験に対するPIGLETの適用性は群杭効率を推定するに当たり良好であったので、実大群杭を対象にして、PIGLETによるケーススタディーを行った。群杭効率や杭頭水平変位に関しては、PIGLETと現行設計法との間に差がみられ、現行法は危険側になる傾向にあった。すなわち杭の中心間隔比が2.5以上では群杭効率を無視するので、群杭の水平変位量を所定値以内におさえるためには、単に杭本数を増やせばよいことになるが、この考え方には再検討の余地が残されている。

第4章では、まず始めに各杭の杭頭がフーチング等で連結されていない状態で、杭頭自由の2本群杭の小型模型実験を1g下で行った。杭中心間隔、杭配置を種々に変化させたとき、これらの要因が杭の荷重～変位関係、影響係数におよぼす影響を実験的に調べ、最も単純な杭と地盤の相互作用について検討した。その結果、荷重分担率や杭頭変位の定性的な傾向は、実験規模によらず同じ挙動を示すことを再度確認した。また後列杭が前列杭におよぼす影響よりも、前列杭の存在が後列杭におよぼす影響の方が大きいことを明らかにした。さらに2本杭実験より求めた影響係数を用いると、3本杭実験の杭頭変位を定量的に評価できることを示した。

次に遠心載荷実験装置を用いて、幾何学的相似則と力学的相似則を同時に満足させた2本群杭の遠心模型実験を実施した。遠心模型実験と1g下の小型模型実験より得られる群杭効率、荷重分担率および影響係数の挙動は、定性的に一致した。また杭頭変位が同じ場合、後方杭の方が前方杭よりも深い部分までモーメントが発生するが、最大曲げモーメントの値は、前列杭の方が後列杭より大きいことを明らかにした。さらに単杭の地盤反力分布より、地盤の極限地盤反力はクーロンの受働土圧の約2.5倍で、直列2本杭の前列杭の地盤反力は単杭と同等であるが、後列杭は杭中心間隔比が2.5以下では、単杭と比較して60%～70%程度であるとの実験結果を得た。

最後に共役傾斜法により記憶容量の縮小化を図った3次元弾塑性有限要素法(GPILE-3D)を新たに開発し、1g下の小型模型実験を取り上げ、GPILE-3Dの適用性を検討した。その結果、GPILE-3Dを用いると単杭の荷重～変位関係や杭体の変形モードを表現できるが、2本杭の場合、群杭効果による変位増加は表現できるものの、杭と地盤の相対剛性が大きすぎるためか、各杭の変形量の違いを定量的に説明できなかった。

以上第2章から第4章までは、群杭の水平抵抗に関する規模の異なる1g下の模型実験

と遠心載荷装置を用いた模型実験を実施し、種々の要因が杭の挙動に与える影響について考察した。さらにPIGLET, GPILE, GPILE-3Dという解析手法を用いて、その適用性を実験結果と比較しながら検討した。

第5章では、まず始めにPIGLETを用いて地盤定数決定法に関し単杭の実大水平載荷試験の結果を用い検討を加え、実大単杭の載荷試験の解析を行った。平均N値と地盤の種別だけの情報から、PIGLETで実大単杭の杭頭水平変位10mm時の作用荷重を推定するためには、S型地盤に対しては $E_s=28\text{N (kgf/cm}^2\text{)}$ 、C型地盤には $E_s=20\text{N (kgf/cm}^2\text{)}$ を適用すればよいことを示した。しかしながら実大単杭の載荷試験の作用荷重を本手法によって解析した結果、平均N値と地盤種別の情報だけではその推定に限界があった。

次にGPILE-3Dを用いて、単杭の載荷試験の解析と、地盤のヤング率の変化が杭の挙動に与える影響を調べるためのパラメトリックスタディーを実施した。実大単杭をGPILE-3Dで解析した結果、杭頭の固定条件による変形モードの違いを表現することができ、杭周辺地盤の応力経路、塑性領域、変位状態等を把握できるので、有効性が高いことを示した。ただし荷重～変位曲線を説明するためには、地盤の初期状態の正しい設定、地盤のモデル化の改良等さらなる研究が必要である。パラメトリックスタディーより平均N値の等しい地盤でも、その分布形状によって水平抵抗に大きな違いが生じ、特に表層地盤の弾性係数と静止土圧係数 K_0 値の設定は、大きな影響を持つことを明らかにした。

最後に場所打ちコンクリート単杭と直列2本杭の終局状態までの載荷試験を取り上げ、地盤と杭体の挙動を考察するとともに、杭体と地盤の非線形性を考慮した骨組構造解析法(SNALP)による解析結果を示した。SNALPによれば、水平荷重の増加に伴う単杭と直列2本杭それぞれの第1不動点深さの変化を、比較的よく説明することができた。また直列2本杭の場合には、水平荷重により発生する前列杭、後列杭の正負の軸力に応じた、杭体の $M-\phi$ 特性を考慮することが必要であることを示した。さらに地盤反力に極限值を与えたバイリニアモデルによる解析は、試験での杭と地盤の終局状態を十分説明することが可能であった。しかしながらバイリニアモデルに用いるフィッティングパラメータに関しては、さらなる考察および他の試験結果を用いた検討が必要である。

第6章では、受働群杭の一つである地すべり抑止杭の挙動を考察するために、地盤材

料にアルミ棒積層体を用いた2次元模型実験を実施した。杭体の変形から作用荷重を測定できる装置と、標点の移動を写真で追うことにより、定性的にはあるが次のような挙動を明らかにした。地すべり土塊の引張り領域に打設した並列群杭は、杭中心間隔が杭幅の8倍以下ならば杭前面のアーチ効果によりすべりを抑止する。また円形杭でも杭周辺地盤の動きを阻止すれば、その抑止効果は大きくなる。さらに千鳥杭は、2段階のアーチ効果が期待でき杭間のすり抜けを防ぎ抑止効果は大きい。前列杭と後列杭との間隔によりその効果は異なる等である。

次に上記2次元模型実験の結果を定量的に説明できる数値解析手法の検討を、2種類の有限要素法を用いて行った。まず地盤の塑性化を考慮するために、弾完全塑性的な応力～ひずみ関係を組み込んだ、弾完全塑性有限要素解析法（LACSAR）で解析を行った。杭に作用する荷重に関しては、実験で得られた結果を概ね表現できた。またアーチ作用の位置を、解析における塑性領域と見なすと実験よりも小さいアーチとなるが、最大主応力 σ_1 の最大値をとる要素から推定すると、実験で得られたアーチと一致した。続いてジョイント要素を配置した、弾性有限要素解析（ISRM）で解析した結果、杭に作用する荷重に関しては、ある程度実験結果を定量的に説明し得るが、要素分割の仕方に影響を受けた。しかし実験結果に基づく要素分割を行うと、実験におけるアーチ作用を表現できることを示した。

以上第2章から第6章までの結論を述べた。今後は遠心模型実験の有効性を活かして種々のパラメータを変化させた実験を実施するとともに、現場載荷試験を再現できる実験システムを確立する必要がある。また数値解析手法に関しては、3次元弾塑性有限要素法が有用と考えられる。計算機のハード面での急速な発展により、現在では市販のワークステーション等を用いても計算容量や時間をあまり心配せずに、直接法で有限要素法の連立方程式を解ける時代になっており、より汎用性のある数値解析手法の確立が望まれる。杭の水平抵抗に関する最新のトピックスは、限界状態設計法の導入に向けての群杭終局時挙動の把握であり、複雑な問題を含んでいるために、模型実験・現場試験・数値解析手法各々が三位一体となって研究され、発展していくことが重要である。

謝辞

本論文は、著者が京都大学大学院修士課程から京都大学工学部助手として現在に至るまでの約10年間の研究成果をまとめたものであります。この間、多くのすばらしい先生、先輩、友人、後輩に御指導と御援助を受ける機会を得ました。

京都大学教授 柴田 徹先生には、群杭の水平抵抗という本論文のテーマを与えてくださり、本研究を遂行するにあたり終始懇切な御指導と温かい励ましの言葉を賜りました。先生は、筆者が防災研究所で過ごした学生生活4年間の指導教授としてばかりではなく、その後も公私にわたり長年御指導を受け、心から感謝の意を表わします。4回生の卒業論文着手時に、「いまの君たちには無限の可能性がある。振り返らずに思い切り飛んでみなさい。」と先生はいわれ、とにかく行動しようと非常に勇気付けられました。現在に至っては思い切り飛べたかどうかは良く分かりませんが、研究に対する基本姿勢として、今後も新鮮な気持ちで何事にも挑戦していきたいと考えております。

京都大学教授 足立紀尚先生には、研究室の助手として採用していただき、現在まで熱心かつ厳しい御指導と終始温かい励ましを賜りました。先生には、自由に研究のできる場を与えていただき、さらには研究に対する発想と実践の重要性を身をもって御教授いただき、非常に感謝いたしております。「日本のみならず国際的に通用する研究者を目指しなさい。」といわれ、1年に何度も国際会議に出席する機会を与えてくださり、貴重な経験を体得することができました。

京都大学教授 土岐憲三先生、京都大学教授 小林昭一先生、京都大学教授 嘉門雅史先生には、御多忙のなか本論文の審査をお引き受けいただき、いくつかの不備を御指導賜るとともに、本研究を発展させるための貴重な御助言をいただきました。

京都大学助教授 関口秀雄先生、京都大学助教授 田村武先生、名古屋大学教授 浅岡顕先生には、筆者が研究に行き詰まっている時に、解決の糸口となるような御助言を賜りました。また京都大学助教授 大西有三先生には、新しい研究成果を応用して研究を進めていく態度を、同じ研究室で御一緒するなかで御教授いただきました。

岐阜大学助教授 八嶋 厚先生は、学生時代から直接御指導を賜った先生であり、実験の実施方法、図面の作成方法、論文の記述方法等、研究の全てにわたって懇切丁寧な御指導を賜りました。著者にとっては頼り甲斐のある兄貴といった存在で、本論文第3

章の大型模型実験は、約2月間山梨の実験現場で共に汗を流して作業していただきました。また数値解析に関しても基礎から御指導いただき、本論文の多くの部分に御助言をくださいました。

金沢大学助手 飯塚 敦先生は、筆者の1年先輩で、先生が助手として京都大学に在職しておられた時から、よきライバルよき相談相手として、研究のみならず多くのことを御教えくださいました。数値解析に関しては著者にとって八嶋先生と共に神様のような存在で、途方に暮れているときに何度も助けていただきました。今後は一歩でも先生に近づき、いつかは追い越せるように切磋琢磨していきたいと思っております。

京都大学の建山和由講師、吉田信之講師、堀田政國助手（現清水建設）、村上 章助手、佐野郁夫助手（現大阪産業大学講師）三村 衛助手（現京都大学助教授）の先生方には、ゼミや研究会で数多くの御助言や御指示をいただきました。また京都大学 北勝利助手には、遠心模型実験の実施にあたり貴重な御助言と御協力を得ました。さらに京都大学 清水博樹技官、矢野隆夫技官には、実験を行なうにあたり惜しみない御協力をいただきました。

本論文第3章の大型模型実験は、武智工務所（現ジオトップ）の細川義隆、上紺屋好行の両氏に御協力、御指導をいただきました。また道路公団の井上義之氏、阪神高速道路公団の大志万和也氏、中林正司氏、幸左賢二氏には、貴重な現場実験のデータを提供していただきました。さらに阪神高速道路管理技術センターの関係各位には、3年前から杭の水平抵抗に関する研究会を組織していただき、数多くの技術者と知り合う機会とディスカッションの場を提供していただきました。

建設技術研究所の友永則夫、伊藤恭平の両氏にはSNALPの解析に関する御指導、御助言をいただきました。また吉田 進氏（吉田機工）、高崎廣明氏（東京測器研究所）、本郷隆夫氏（大阪土質試験所）、木下 進氏（マルイ製作所）の各氏には実験を実施するうえで多大な御協力を得ました。

本論文の実験と解析に際して卒業論文や修士論文の作成という形で、京都大学在学中に多くの学生諸君に御協力をいただきました。深田 久氏（現不動建設）、多田 智氏（現建設省）、宮本和男氏（現阪神電鉄）、草薙秀典氏（現川崎製鉄）、勝本 卓氏（現電源開発）、森本 輝氏（現建設省）および本学在学中の亀井宏之君、小林秀人君に感謝の意を表わします。無理を承知で無理をいったことを御許してください。

京都大学 足立、柴田両研究室をはじめ土系研究室、その他多くの方々の御指導、御

助言あってこそ、本論文をまとめられたものと思います。ここに改めて心より感謝いたします。

最後に、自転車による放浪癖のあった筆者の行動で、いつも多大な心配をかけたにも関わらず、長い間物心両面から援助をいただいた両親に深く感謝の意を表わします。本論文は真夜中の研究室で作成されたものであり、心から励まし勇気付けてくれた妻法子と長男優介、長女桃子に感謝の意を記し、謝辞を結びたいと思います。

